



José Maria Sampaio Mesquita

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

Estabilidade global de cortinas mono-ancoradas sob acções sísmicas

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientador: Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra,
Professor Associado, FCT/ UNL

Júri

Presidente: Professora Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana
Arguente: Professor Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo
Vogal: Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Fevereiro, 2020

Copyright © José Maria Sampaio Mesquita, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade NOVA de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de manifestar a minha gratidão a todas as pessoas que, directa ou indirectamente, contribuíram para a concretização deste trabalho.

De forma especial, gostaria de agradecer ao Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra pela total disponibilidade e interesse em orientar todo o trabalho desde o primeiro instante.

À Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa, pela oportunidade concedida.

Ao amigo e colega, Engenheiro Francisco Macedo pelo entusiasmo e generosidade dos seus conselhos, em especial, de programação.

Ao professor Doutor Paulo Lopes Pinto, por toda a gentil ajuda oferecida na pesquisa bibliográfica.

À Francisca Magalhães Ramalho, pela motivação e encorajamento determinantes ao longo de todo este período.

Ao Rui Sousa, pelos meios oferecidos e pela sua companhia ao longo dos anos.

À família e amigos, pelo indelével apoio e por permitirem um desafogo a certas responsabilidades e compromissos durante os últimos tempos.

RESUMO

No presente trabalho é apresentado um estudo relativo à estabilidade global de uma estrutura de suporte flexível mono-ancorada sujeita a acções sísmicas.

É feita uma pesquisa bibliográfica sobre os temas abordados onde são apresentados os métodos de cálculo utilizados com os respectivos fundamentos teóricos.

Descreve-se a metodologia desenvolvida baseada nos métodos do apoio simples e de Broms, considerando acções sísmicas através de forças estáticas equivalentes.

É apresentada a ferramenta de cálculo criada com recurso à linguagem GNU Octave e são realizadas análises paramétricas por forma a avaliar os aspectos que mais influenciam os comprimentos de ancoragem mínimos que garantem a estabilidade global.

São, ainda, comparados os resultados obtidos com os que provêm das regras para o comprimento das ancoragens sob acção sísmica definidas no Eurocódigo 8 e com os que podem ser determinados pela aplicação das regras semi-empíricas correntes.

Palavras-chave: Cortina mono-ancorada, estabilidade global, método de Broms, acção sísmica

ABSTRACT

In the present work a study is presented concerning the global stability of a single anchored wall subjected to seismic actions.

The bibliographical research on the covered subjects is presented along with the used calculation methods and their respective theoretical foundations.

The developed methodology based on the free-earth-support and Broms methods is described, considering seismic actions through equivalent static forces.

The calculation tool created using the GNU Octave language is presented and parametric analyzes are carried out in order to evaluate the aspects that most influence the minimum anchor lengths that guarantee the overall stability.

The obtained results are compared with those derived from the rules for the length of anchors under seismic conditions defined in Eurocode 8 and also to those determined by applying the current semi-empirical rules.

Keywords: Single anchored wall, overall stability, Broms method, seismic action

ÍNDICE

1	Introdução	1
1.1	Considerações iniciais	1
1.2	Organização do trabalho	2
2	Pesquisa bibliográfica	3
2.1	Introdução	3
2.2	Cortinas mono-apoiadas	3
2.3	Consideração da acção sísmica. A teoria de Mononobe–Okabe	5
2.4	Método de Broms	8
2.5	Condição semi-empírica para a localização da selagem das ancoragens	8
2.6	Especificações do EC8	10
3	Colocação do problema e desenvolvimento do programa de cálculo	13
3.1	Introdução	13
3.2	Colocação do problema	13
3.2.1	Determinação da altura enterrada, f_0	14
3.2.2	Cálculo do comprimento útil, L_u	17
3.3	Descrição do programa de cálculo	21
3.4	Exemplo de cálculo	22
4	Análises paramétricas	25
4.1	Introdução	25
4.2	Estudo da influência do ângulo de inércia sísmico, θ , no comprimento útil, L_u	26
4.3	Estudo da influência da inclinação da ancoragem, α , no comprimento útil, L_u	29
4.4	Estudo da influência da sobrecarga, $\frac{q}{\gamma h}$, no comprimento útil, L_u	31
4.5	Estudo da influência da relação, $\frac{k_v}{k_h}$, no comprimento útil, L_u	36
5	Análise dos resultados	41
5.1	Introdução	41
5.2	Valores de θ que compõem casos práticos em Portugal	41

5.3	Comparação com as verificações da estabilidade e resistência para ancoragens segundo o Eurocódigo 8	45
5.3.1	Considerações sobre a aplicabilidade das especificações	45
5.3.2	Análise e comparação dos resultados	46
5.4	Comparação com a condição semi-empírica para a localização da selagem da ancoragem	48
5.4.1	Análise e comparação dos resultados	48
5.5	Propostas gráficas para a localização do centro da selagem da ancoragem.	55
6	Conclusões e desenvolvimentos futuros	59
6.1	Conclusões	59
6.2	Desenvolvimentos futuros	60
	Bibliografia	63

ÍNDICE DE FIGURAS

2.1	Tipos de estrutura de suporte flexíveis (adaptado de Guerra (2019b)).	4
2.2	Cortina mono-ancorada	4
2.3	Dimensionamento de cortinas mono-apoiadas através do método do apoio simples (adaptado de Guerra (2019b)).	5
2.4	Cunha de solo sujeita a acção sísmica (adaptado de Guerra (2019a)).	6
2.5	Método de Mononobe-Okabe - Rotação da cunha de solo de ângulo θ (adaptado de Guerra (2019a)).	7
2.6	Método de Broms (adaptado de Josefino et al. (2014)).	9
2.7	Condição semi-empírica para a localização da selagem das ancoragens (adaptado de Josefino et al. (2014)).	9
3.1	Problema genérico	14
3.2	Problema em estudo - Método do apoio simples considerando a acção sísmica e sobrecarga	15
3.3	Problema em estudo - Método de Broms considerando a acção sísmica e sobrecarga	17
3.4	Fluxograma do programa de cálculo	23
4.1	Comprimentos das fichas adimensionalizados em função de θ	27
4.2	Comprimentos úteis das ancoragens adimensionalizados em função de θ	27
4.3	Crescimento da razão entre os comprimentos, $\frac{f_0}{h}$, em condições dinâmicas e estáticas	28
4.4	Crescimento da razão entre os comprimentos, $\frac{L_u}{h}$, em condições dinâmicas e estáticas	29
4.5	Comprimentos das fichas adimensionalizados em função de α	30
4.6	Comprimentos úteis das ancoragens adimensionalizados em função de α	31
4.7	Comprimentos das fichas adimensionalizados em função de $\frac{q}{\gamma h}$	32
4.8	Comprimentos úteis das ancoragens adimensionalizados em função de $\frac{q}{\gamma h}$ para $\phi' = 20^\circ$	33
4.9	Comprimentos úteis das ancoragens adimensionalizados em função de $\frac{q}{\gamma h}$ para $\phi' = 30^\circ$	34
4.10	Comprimentos úteis das ancoragens adimensionalizados em função de $\frac{q}{\gamma h}$ para $\phi' = 40^\circ$	35

4.11	Comprimentos das fichas adimensionalizados em função de $\frac{k_v}{k_h}$	37
4.12	Comprimentos úteis das ancoragens adimensionalizados em função de $\frac{k_v}{k_h}$	38
4.13	Variação de θ em função da relação $\frac{k_v}{k_h}$	39
5.1	Comparação com EC8-5: $\theta_1 = 5^\circ$	49
5.2	Comparação com EC8-5: $\theta_1 = 10^\circ$	50
5.3	Comparação com condição semi-empírica: $\frac{L_{sel}}{h} = 0,25$	52
5.4	Comparação com condição semi-empírica: $\frac{L_{sel}}{h} = 0,50$	53
5.5	Comparação com condição semi-empírica: $\frac{L_{sel}}{h} = 1,0$	54
5.6	Proposta gráfica para a localização do centro das selagens das ancoragens para $\phi' = 20^\circ; 25^\circ; 30^\circ$	56
5.7	Proposta gráfica para a localização do centro das selagens das ancoragens para $\phi' = 35^\circ; 40^\circ; 45^\circ$	57
5.8	Exemplo de leitura para o caso de $\phi' = 30^\circ$, $\alpha = 20^\circ$ e $\theta/\phi' = 0,4$	58

ÍNDICE DE QUADROS

3.1	Adimensionalização dos parâmetros usados nos cálculos	20
3.2	Resultados do exemplo de cálculo	24
5.1	Valores de θ obtidos pelas especificações do Eurocódigo 8 para a Acção sísmica do tipo I	43
5.2	Valores de θ obtidos pelas especificações do Eurocódigo 8 para a Acção sísmica do tipo II	44
5.3	Valores de θ obtidos para diferentes localidades portuguesas segundo o Eurocódigo 8, considerando o tipo de terreno C e a classe de importância II	45

SÍMBOLOS

a	Distância do topo da cortina à cabeça da ancoragem
A_h	Força na ancoragem necessária à estabilidade da cortina
α	Ângulo de inclinação da ancoragem com a horizontal
β	Ângulo do paramento estrutural com a horizontal
ξ	Ângulo de inclinação da superfície de deslizamento em relação à horizontal
δ	Ângulo de atrito solo-estrutura
$\Delta I_{a\gamma s}$	Acréscimo de impulso activo sísmico
$\Delta I_{p\gamma s}$	Decréscimo de impulso passivo sísmico
E_a	Impulso activo aplicado à massa de solo definida pelo método de Broms
E_{aqs}	Impulso activo sísmico devido à sobrecarga aplicado à massa de solo definida pelo método de Broms
E_{as}	Impulso activo sísmico aplicado à massa de solo definida pelo método de Broms
ε	Ângulo de inclinação da massa de solo definida pelo método de Broms com a horizontal
f_0	Comprimento da ficha enterrada
FS_B	Coeficiente de segurança de Broms
γ	Peso volúmico do solo
h	Profundidade de escavação
i	Ângulo de inclinação da superfície do terreno com a horizontal
$I_{a\gamma}$	Impulso activo

SÍMBOLOS

$I_{a\gamma s}$	Impulso activo sísmico
I_{aqs}	Impulso activo sísmico devido à sobrecarga
$I_{p,B}$	Impulso passivo de Broms
$I_{p\gamma}$	Impulso passivo
$I_{p\gamma s}$	Impulso passivo sísmico
$K_{a\gamma s}$	Coeficiente de impulso activo sísmico
K_{aqs}	Coeficiente de impulso activo devido à sobrecarga
k_h	Coeficiente sísmico horizontal
$K_{p\gamma}$	Coeficiente de impulso passivo
$K_{p\gamma s}$	Coeficiente de impulso passivo sísmico
k_v	Coeficiente sísmico vertical
$\frac{k_v}{k_h}$	Relação entre os dois coeficientes sísmicos, vertical e horizontal
L_e	Distância da zona de selagem das ancoragens ao muro em condições dinâmicas
L_l	Comprimento livre da ancoragem
L_s	Distância da zona de selagem das ancoragens ao muro em condições estáticas
L_{sel}	Comprimento de selagem da ancoragem
L_u	Comprimento útil da ancoragem
N	Componente normal da força R
O	Ponto de aplicação da força de pré esforço da ancoragem
ϕ'	Ângulo de resistência ao corte do solo
q	Sobrecarga distribuída à superfície do terreno
Q	Resultante da sobrecarga
R	Força de reacção que equilibra o polígono de forças no método de Broms
S	Coeficiente de solo definido no Eurocódigo 8
T	Componente tangencial da força R
θ	Ângulo de inércia sísmico

V Força no pé da cortina pelo método de Broms

W Peso da cunha de solo

W_s Resultante do peso da massa de solo com as forças de inércia

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Portugal tem assistido a um acentuado crescimento da ocupação do espaço urbano e, para fazer face a esta realidade, tem vindo a encarar o subsolo como uma boa alternativa para a construção. É, portanto, muito habitual a realização de obras geotécnicas nos centros das cidades com vista a proporcionar novos espaços em zonas onde a superfície se encontra quase ou totalmente preenchida.

Estas obras, no entanto, muitas vezes implicam escavações de face vertical devido à proximidade que, usualmente, mantêm com outras edificações e a questões de ordem económica que invariavelmente se colocam. A este respeito estão associadas as estruturas de contenção flexíveis que, face a estes condicionalismos, se apresentam como boas soluções e que, consequentemente, são muitas vezes utilizadas.

Dependendo da forma como asseguram a estabilidade, as estruturas de contenção podem ser consideradas de três tipos — encastradas, mono-apoiadas e multi-apoiadas — sendo que, para cada uma delas, existem métodos de dimensionamento diferentes. Nos casos particulares de estruturas apoiadas em que os apoios são garantidos por intermédio de ancoragens no terreno, podem ser referidas como estruturas de contenção ancoradas.

Sobre estas, são vários os aspectos a considerar no dimensionamento entre os quais se inclui a estabilidade global, que consiste no estudo da estabilidade do conjunto que se forma pelo maciço e pela estrutura de suporte por ele envolvida. Entre os métodos disponíveis, destacam-se o de Kranz (1953) e o de Broms (1968), que se propõem verificar a estabilidade global por meio de equilíbrio limite.

Paralelamente, desde a primeira metade do século passado que, para o dimensionamento de estruturas de suporte às acções sísmicas, um método que se popularizou foi o de Mononobe-Okabe (Mononobe & Matsuo, 1929). Este é um método de cálculo de

impulsos que pode ser visto como uma extensão da teoria de Coulomb e que determina os impulsos sísmicos por intermédio da aplicação de forças estáticas equivalentes.

Devido ao facto dos fenómenos associados às acções sísmicas merecerem específica atenção, em especial, no nosso país por se situar em zonas com maior risco de incidência e daquelas lhe estarem historicamente ligadas, será importante estudá-las atentamente. Neste contexto, é pretendido usar a mesma metodologia (forças estáticas equivalentes) usada no método de Mononobe-Okabe para o estudo da estabilidade global de estruturas de suporte flexíveis sob acções sísmicas.

O trabalho realizado procurou, assim, incidir sobre a estabilidade global sob acções sísmicas de cortinas ancoradas focando-se, no entanto, apenas em estruturas de suporte mono-ancoradas em condições drenadas, por ser o caso mais simples e, portanto, o primeiro a ser estudado.

1.2 Organização do trabalho

No capítulo 2 é apresentado o estudo bibliográfico que fundamentou o trabalho desenvolvido. É feita uma introdução ao estudo pretendido e são apresentados os métodos escolhidos para o seu desenvolvimento com as devidas justificações.

No capítulo 3 é feita a colocação do problema e é apresentada a metodologia desenvolvida para a sua resolução. Faz-se a descrição do programa de cálculo criado e é, ainda, demonstrado um exemplo de cálculo.

No capítulo 4 realizam-se várias análises paramétricas incidindo sobre as forças de inércia propostas pelo método de Mononobe-Okabe, o ângulo de resistência ao corte do solo, a inclinação da ancoragem e a sobrecarga aplicada no tardo da cortina com vista a estudar os seus efeitos na estabilidade global por meio dos comprimentos de ancoragem a que conduzem.

No capítulo 5 faz-se uma análise dos resultados. São apresentados alguns valores típicos de coeficientes sísmicos para Portugal calculados de acordo com o Eurocódigo 8, são feitas comparações com outros métodos existentes para o dimensionamento de ancoragens em situações sísmicas — as especificações presentes no Eurocódigo 8 e uma regra de origem semi-empírica para a definição da localização do bolbo de selagem da ancoragem — e é sugerida uma proposta gráfica para a localização do centro da selagem da ancoragem mediante diferentes intensidades sísmicas.

No capítulo 6 tiram-se conclusões do trabalho desenvolvido e fazem-se algumas sugestões para futuros desenvolvimentos.

PESQUISA BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

A estabilidade global é uma verificação fundamental no dimensionamento de estruturas de suporte flexíveis ancoradas. Esta deverá ser tratada considerando o conjunto formado pela estrutura de suporte e pelo envolvente maciço.

Classicamente, esta análise é feita recorrendo a métodos baseados na teoria de Coulomb como o de Kranz (1953), o de Broms (1968) e outros baseados em Kranz como o de Ranke e Ostermeyer (1968). No entanto, é muito habitual recorrer-se a condicionalismos geométricos de origem semi-empírica que regulam a localização dos bolbos de selagem.

Apesar de diferentes, todos os métodos destinam-se, fundamentalmente, a determinar o comprimento da ancoragem que garanta a estabilidade global. Com efeito, é de relevante interesse compreender como esse comprimento pode variar considerando acções sísmicas.

Assim, será importante pesquisar que estudos existem sobre esta matéria e de que forma se poderá incorporar o método das forças estáticas equivalentes de Mononobe-Okabe nestas metodologias.

2.2 Cortinas mono-apoiadas

Designam-se "estruturas de suporte flexíveis" todas as estruturas de suporte que experimentam em serviço deformações por flexão devidas aos impulsos de terras que causam uma alteração na grandeza e na distribuição das pressões de terras e dos esforços para que são dimensionadas.

Estas estruturas de suporte flexíveis ou "cortinas" podem ser concebidas de três diferentes formas:

- simplesmente encastradas, ou auto-portantes (Figura 2.1a);

- mono-apoiadas, mono-ancoradas ou mono-escoradas (Figura 2.1b);
- multi-apoiadas, multi-ancoradas ou multi-escoradas (Figura 2.1c);

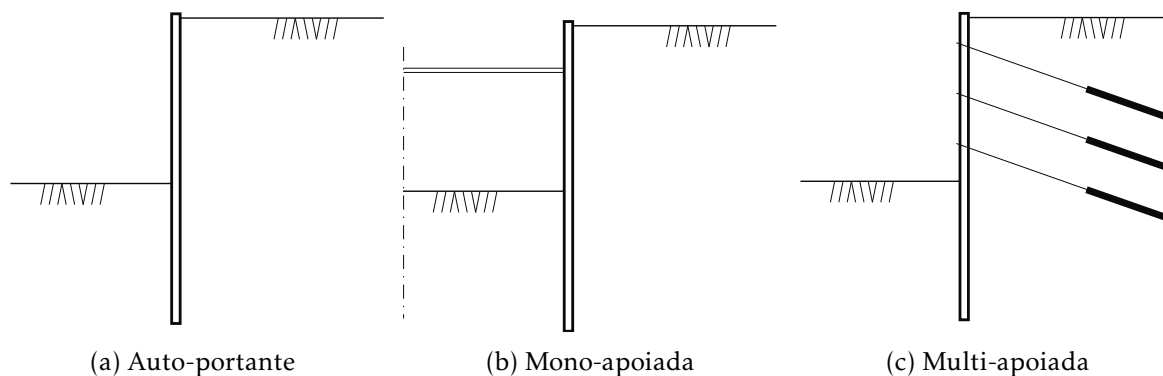


Figura 2.1: Tipos de estrutura de suporte flexíveis (adaptado de Guerra (2019b)).

Todas estas soluções são usadas há já muitas décadas e cada uma delas tem métodos de cálculo diferentes. É objectivo deste trabalho estudar a estabilidade global de uma cortina flexível perante uma acção sísmica e é no caso de cortinas ancoradas que este assunto mais se coloca. Assim, será apenas considerada a cortina do tipo mono-ancorada como ilustra a Figura 2.2, por se tratar do caso mais simples de entre todos os tipos de cortinas ancoradas.

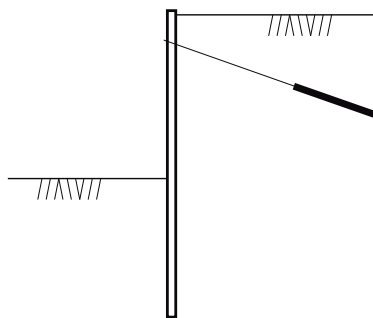


Figura 2.2: Cortina mono-ancorada

Este tipo de cortina pode ser dimensionada com recurso, por exemplo, ao método do apoio simples (Figura 2.3) que considera o seguinte:

- A cortina acima do nível de escavação tem um único apoio (a ancoragem no caso em questão).
- Mobilizam-se, de ambos os lados, impulsos de terras – activo do lado do terreno suportado e passivo do lado da escavação – e estes podem ser calculados pela teoria de Rankine.
- No pé da cortina encontra-se um apoio simples.

2.3. CONSIDERAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA. A TEORIA DE MONONOBE–OKABE

Assim, assume-se a cortina como uma estrutura isostática e determina-se o comprimento da altura enterrada que equilibra a equação de momentos relativamente ao ponto onde a ancoragem é executada. Posteriormente e por equilíbrio de forças horizontais, determina-se a força necessária no apoio.

Na Figura 2.3 podem ser observadas as forças devidas aos impulsos de terras, as duas incógnitas, f_0 (ficha), e a força no apoio, A_h , com o respectivo ponto de aplicação, O , e ainda o diagrama aproximado de momentos flectores representado a traço interrompido.

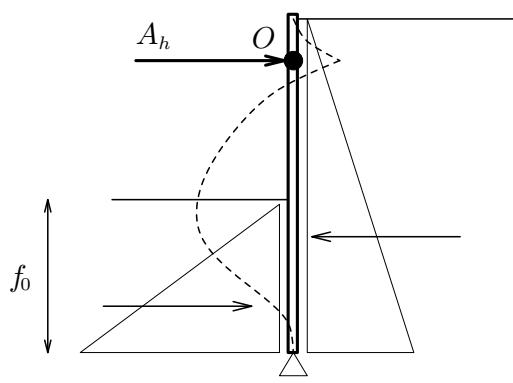


Figura 2.3: Dimensionamento de cortinas mono-apoiadas através do método do apoio simples (adaptado de Guerra (2019b)).

Refere-se finalmente que, no presente trabalho, os valores apresentados serão os de colapso, ou seja, sem a consideração dos coeficientes de segurança. Aqueles, no entanto, poderão ser utilizados para dimensionamento se for admitido que os valores dos ângulos de resistência ao corte do solo usados são valores de cálculo.

2.3 Consideração da acção sísmica. A teoria de Mononobe–Okabe

Okabe (1926) e Mononobe e Matsuo (1929) estenderam a teoria de Coulomb por forma a incorporar as acções sísmicas no cálculo de impulsos de terras. Como resultado, desenvolveram um método que é hoje amplamente utilizado para o dimensionamento de estruturas de suporte resistentes a sismos.

Este método assenta nos mesmos princípios de equilíbrio estático de Coulomb, contudo, para contabilizar os efeitos dinâmicos provocados pela acção de um sismo, adiciona às forças actuantes, forças fictícias, designadas por forças de inércia. Estas são obtidas por meio da multiplicação de coeficientes sísmicos horizontal, k_h , e vertical, k_v , com as forças de massa.

A Figura 2.4 esquematiza este procedimento para o caso de um muro de suporte onde a única força actuante é o peso da cunha de solo, W .

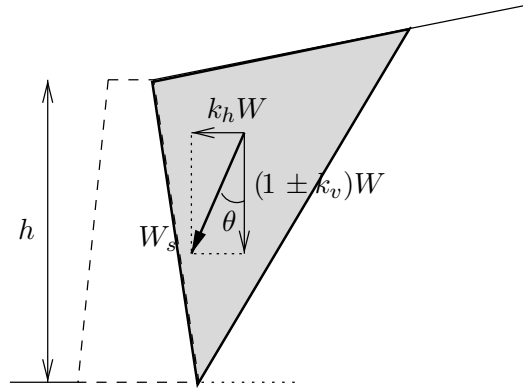


Figura 2.4: Cunha de solo sujeita a acção sísmica (adaptado de Guerra (2019a)).

O peso, W é afectado pelos coeficientes sísmicos dando origem a dois componentes horizontal e vertical que se podem relacionar através do ângulo, θ , formado entre eles:

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (2.1)$$

Assim, por intermédio de θ será possível incorporar as forças inerciais induzidas por uma acção sísmica. No presente estudo, denominar-se-á este ângulo por ângulo de inércia sísmico, de acordo com Ebeling e Morrison (1993).

É de notar, contudo, que k_h apenas tem um sentido relevante (dirigido para o muro) ao passo que importará considerar os dois para k_v . O sentido de k_h justifica-se porque, de outra forma, o impulso resultante seria sempre de menor dimensão e, consequentemente, menos condicionante.

A respeito de k_v , já não se podem fazer as mesmas inferências porque, apesar de um sentido ascendente significar um impulso menor, também significa menor resistência da estrutura de suporte e um sentido descendente, apesar de significar um impulso maior, também significa maior resistência da estrutura de suporte. Por conseguinte, não é claro qual dos dois sentidos provocará maior instabilidade sendo, assim, necessário equacionar os dois para k_v .

É com base no ângulo θ que se aplica o Método de Mononobe-Okabe (Figura 2.5). Este considera o efeito das acções sísmicas por meio da rotação dos planos de referência segundo θ . Desse modo, W_s assume a direcção vertical e fica-se em condições de proceder ao equilíbrio das forças aplicando a expressão analítica de Coulomb.

Assim, a acção sísmica pode ser estimada, por meio da teoria de Coulomb, recorrendo aos coeficientes de impulso activo e passivo que são adaptações das expressões obtidas por Muller-Breslau em 1906:

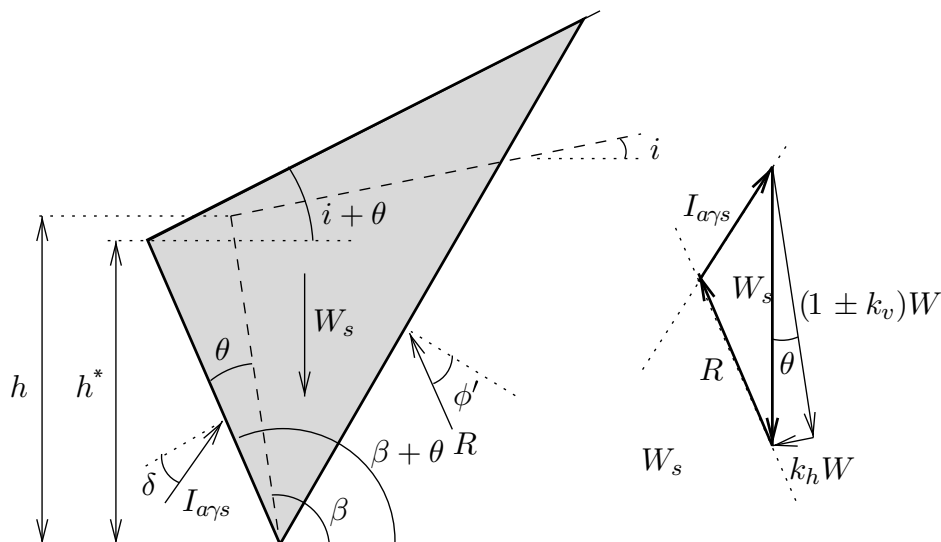


Figura 2.5: Método de Mononobe-Okabe - Rotação da cunha de solo de ângulo θ (adaptado de Guerra (2019a)).

$$K_{ays} = \left[\frac{1 \pm k_v}{\cos \theta} \frac{\sin^2(\beta + \theta)}{\sin^2 \beta} \right] \left[\frac{\operatorname{cosec}(\beta + \theta) \sin(\beta + \theta - \phi')}{\sqrt{\sin(\beta + \theta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - i - \theta)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (2.2)$$

$$K_{p\gamma^s} = \left[\frac{1 \pm k_v}{\cos \theta} \frac{\sin^2(\beta - \theta)}{\sin^2 \beta} \right] \left[\frac{\operatorname{cosec}(\beta - \theta) \sin(\beta - \theta + \phi')}{\sqrt{\sin(\beta - \theta - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + i - \theta)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (2.3)$$

Atendendo às duas expressões, deve-se fazer ressaltar um aspecto condicionante nos dois cálculos e que se prende com os valores dos ângulos $\phi' - i - \theta$, na expressão 2.2 e $\phi' + i - \theta$, na expressão 2.3 pois, para que estes possibilitem o cálculo dos correspondentes coeficientes de impulso, terão de ser maiores ou iguais a zero.

Por fim, pode-se dizer que por esta metodologia a acção sísmica, em termos de valor, é bem estimada, mas a sua distribuição ao longo da estrutura de suporte não corresponde bem a $h/3$. Deste modo, considera-se a acção estática e um acréscimo de impulso sísmico que é determinado pela seguinte expressão:

$$\Delta I_{a\gamma s} = I_{a\gamma s} - I_{a\gamma} \quad (2.4)$$

sendo que este acréscimo, habitualmente, é considerado aplicado a $h/2$ e que a acção estática se mantém aplicada a $h/3$ (Matos Fernandes, 2015). Será desta maneira que se procederá, no presente estudo, para o cálculo dos impulso activos sísmicos. Contudo, como no caso das cortinas mono-apoiadas, o impulso passivo tem um papel determinante nos cálculos, será também necessário considerá-lo sob o efeito das acções sísmicas. A este respeito serão admitidas as mesmas hipóteses usadas para o impulso activo à semelhança

das especificações dadas pela American Society of Civil Engineers (1993) ou seja, será contabilizado um decréscimo de impulso passivo aplicado a meia altura da ficha e o impulso passivo estático aplicado a um terço dessa mesma altura.

2.4 Método de Broms

Como foi já referido, a verificação da estabilidade global de cortinas ancoradas pode ser feita por meio de diversos métodos. Para o estudo em consideração optou-se, no entanto, pelo método de Broms.

O método de Broms estuda o equilíbrio global do conjunto formado pela cortina e pela massa de solo envolvente. A Figura 2.6 é representativa deste conjunto. Como pode ser observado, a massa de solo está definida entre A,B,C e D dependendo, portanto, do comprimento da ancoragem. Este é avaliado por intermédio do comprimento útil, L_u , que é medido desde a cabeça da ancoragem até ao ponto C e do comprimento livre, L_l , que é o comprimento fora da zona de selagem. Em relação à localização do ponto C, admite-se, no presente estudo, que será a meio da selagem. Deste jeito, o comprimento útil, L_u poderá ser dado por:

$$L_u = L_l + \frac{L_{sel}}{2} \quad (2.5)$$

Como método de equilíbrio limite, o método de Broms estuda o equilíbrio das forças que actuam sobre a cunha de solo considerando, ainda, o impulso passivo. Essas forças são, portanto, o peso da cunha de solo, W , a reacção, R , o impulso activo, E_a , o impulso passivo, I_p , e a força no pé da cortina, V , sendo que esta última será desprezada no presente estudo por se considerar a sua participação muito pouco relevante face às demais forças.

O equilíbrio pode ser estudado através do polígono de forças também indicado na Figura 2.6. Aquele só será garantido caso o polígono se encontre fechado.

Assim, as duas incógnitas existentes — a reacção, R e o impulso passivo de Broms, $I_{p,B}$ — serão determinadas respeitando essa condição. Desta forma, o valor do impulso passivo, I_p , necessário para garantir a estabilidade da cortina terá de ser maior do que $I_{p,B}$.

De modo a garantir a segurança, o método de Broms estabelece um coeficiente, FS_B , dado pela relação entre o impulso, I_p e o impulso, $I_{p,B}$, que terá o valor mínimo de 1,5:

$$FS_B = \frac{I_p}{I_{p,B}} \quad (2.6)$$

Conforme anteriormente referido, não serão considerados coeficientes de segurança, pelo que, I_p deverá ser igual a $I_{p,B}$.

2.5 Condição semi-empírica para a localização da selagem das ancoragens

Uma forma habitual de definir a localização da selagem das ancoragens respeita uma condição semi-empírica ilustrada na Figura 2.7. Esta, ao contrário dos métodos de equilíbrio

2.5. CONDIÇÃO SEMI-EMPÍRICA PARA A LOCALIZAÇÃO DA SELAGEM DAS ANCORAGENS

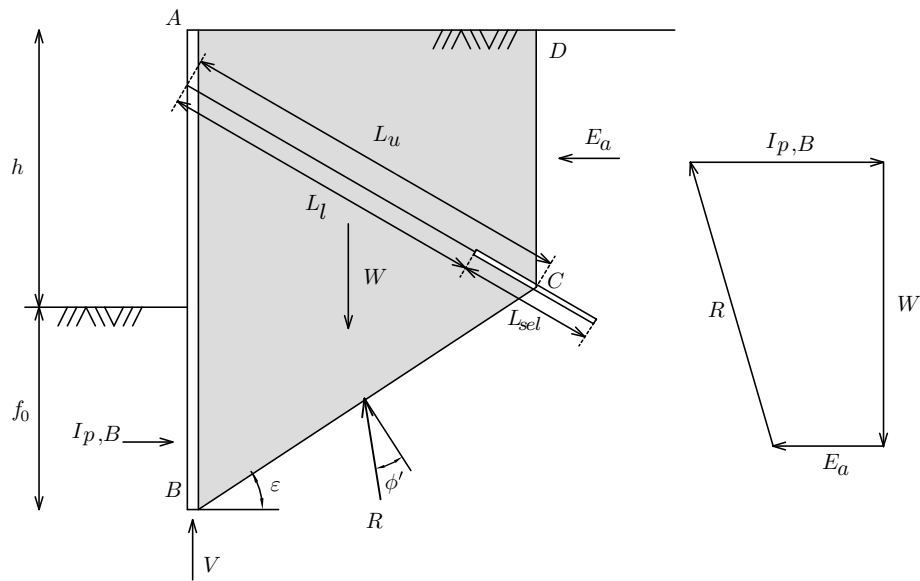


Figura 2.6: Método de Broms (adaptado de Josefino et al. (2014)).

limite apresentados, não trata a estabilidade global directamente. Ao invés, estabelece o ponto onde será feita a selagem através de uma cunha activa no tardo da cortina, definida segundo o plano que faz um ângulo de $45^\circ + \frac{\phi'}{2}$ com a horizontal e uma margem que será o máximo entre $0,15h$ e $1,5m$.

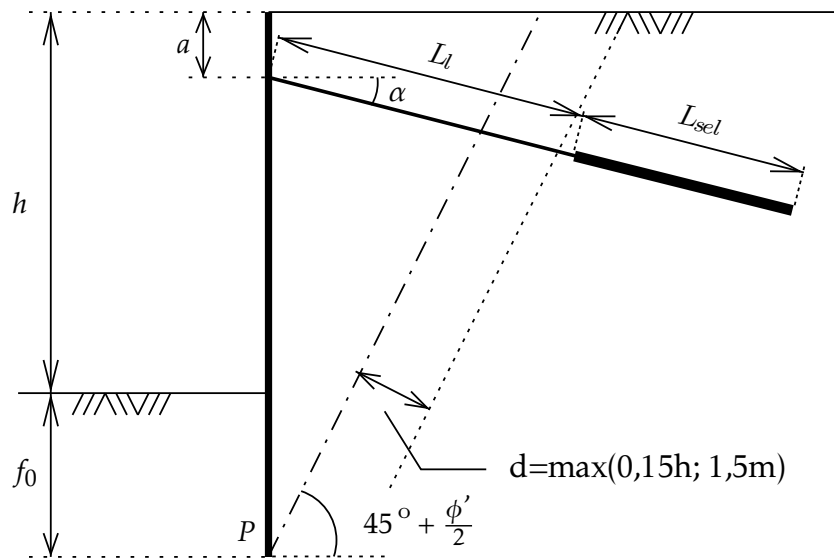


Figura 2.7: Condição semi-empírica para a localização da selagem das ancoragens (adaptado de Josefino et al. (2014)).

Por outras palavras, esta condição define, indirectamente, um comprimento livre mínimo que será, portanto, a distância entre a cortina e o ponto onde o cabo de pré-esforço intersecta a recta que dista d da cunha activa.

O plano que a cunha activa estabelece com a horizontal é admitido passando pela base da cortina, sendo que, a este respeito existem diversas outras possibilidades que não serão consideradas.

Em relação ao ângulo com a horizontal, este é tido como $45^\circ + \frac{\phi'}{2}$ por serem admitidas as condições de Rankine. Sabe-se, porém, que perante uma acção sísmica, este ângulo deixará de ser $45^\circ + \frac{\phi'}{2}$, sendo assim necessário recorrer à seguinte expressão de cálculo que advém da teoria de Mononobe-Okabe e que, consequentemente, se estende da teoria de Coulomb onde o referido ângulo é ξ :

$$\cotg(\xi - i) = -tg(\phi' + \delta + \beta - 90^\circ - i) + \sec(\phi' + \delta + \beta - 90^\circ - i) \sqrt{\frac{\cos(\beta - 90^\circ + \delta + \theta)\sin(\phi' + \delta)}{\cos(i - \beta + 90^\circ)\sin(\phi' - i - \theta)}} \quad (2.7)$$

Deste modo, interessará avaliar também como esta metodologia semi-empírica se poderá aplicar para o caso de um dimensionamento que considere acções sísmicas.

2.6 Especificações do Eurocódigo 8

Existem especificações europeias para a verificação da estabilidade e da resistência de ancoragens de estruturas de suporte de terras em condições sísmicas. Dado o facto, de no presente trabalho se pretender definir o comprimento mínimo necessário de uma ancoragem para garantir a estabilidade global de uma cortina mono-ancorada, será apropriado avaliar que comprimentos se obtêm por intermédio dessas especificações e, eventualmente, compará-los com os obtidos pelas metodologias consideradas.

Deste modo, descrevem-se, de seguida, estas especificações de acordo com o Eurocódigo 8.

O EC8-5 calcula o comprimento da ancoragem de acordo com:

$$L_e = L_s(1 + 1,5\alpha \cdot S) \quad (2.8)$$

em que L_e e L_s são definidos como as distâncias das zonas de selagem das ancoragens ao muro em condições dinâmicas e estáticas, respectivamente. Considerar-se-á, portanto, que estes comprimentos correspondem aos comprimentos livres das ancoragens nas mesmas condições.

O parâmetro α é tido como a razão entre o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g , e a aceleração devida à gravidade, g . S é o coeficiente de solo definido no EC8-1.

Estes dois últimos parâmetros poderão ser determinados em função das zonas sísmicas, das classes de importância da estrutura e dos tipos de terrenos para os quais se pretenderá proceder ao dimensionamento das ancoragens. O coeficiente sísmico horizontal, k_h , é, segundo o EC8-5, dado por:

$$k_h = \alpha \frac{S}{r} \quad (2.9)$$

Sobre esta expressão, é estipulado que o coeficiente r deverá ser igual a 1, para muros de betão armado em flexão, muros ancorados ou contraventados, muros de betão armado fundados em estacas verticais, paredes de caves travadas e encontros de pontes. Desta forma, considerar-se-á, para o caso em estudo, $r = 1$, o que, para efeitos práticos, significará que a expressão 2.8 assumirá a seguinte forma:

$$L_e = L_s(1 + 1,5 \cdot k_h) \quad (2.10)$$

Relativamente ao coeficiente sísmico vertical, k_v , este pode ser obtido por:

$$k_v = \pm 0,5k_h \quad \text{se } a_{vg}/a_g \text{ for maior que } 0,6 \quad (2.11)$$

$$k_v = \pm 0,33k_h \quad \text{nos outros casos} \quad (2.12)$$

No entanto, como no anexo nacional do Eurocódigo 8 só são previstos dois valores de a_{vg}/a_g , ambos superiores a 0,6, considerar-se-á, apenas o caso da expressão 2.11 que é o mesmo que dizer que:

$$\frac{k_v}{k_h} = \pm 0,5 \quad (2.13)$$

Tomando partido desta relação, k_v poderá ser calculado da seguinte maneira:

$$k_v = \left(\frac{k_v}{k_h} \right) k_h \quad (2.14)$$

Deste modo, a equação 2.1 poderá ser reescrita da seguinte forma:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{k_h}{1 \pm \left(\frac{k_v}{k_h} \right) k_h} \quad (2.15)$$

Ou seja, pode-se dizer que:

$$k_h = \frac{\operatorname{tg} \theta}{1 \pm \left(\frac{k_v}{k_h} \right) \operatorname{tg} \theta} \quad (2.16)$$

Significando, então, que para o caso de Portugal se deve usar a seguinte expressão:

$$k_h = \frac{\operatorname{tg} \theta}{1 \pm 0,5 \cdot \operatorname{tg} \theta} \quad (2.17)$$

Assim, o cálculo de L_e dependerá apenas do valor de θ .

A respeito de L_s , o EC8-5 apenas afirma que é a distância em condições estáticas e que deve ser sempre inferior a L_e . Desta forma, admitiu-se que a sua determinação deverá ser feita sem a consideração da acção sísmica, ou seja, anulando os coeficientes sísmicos nos cálculos. Isto implicará considerar $\theta = 0^\circ$ e $k_v = 0$.

Tendo ainda em consideração que, pelo método de Broms, se avalia o comprimento da ancoragem por intermédio do seu comprimento útil, será necessário compatibilizar os dois cálculos. Assim, L_s deverá ser calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$L_s = L_u(\theta=0^\circ) - \frac{L_{sel}}{2} \quad (2.18)$$

em que $L_{u(\theta=0^\circ)}$ corresponderá ao comprimento útil obtido em condições estáticas.

Posteriormente, depois de L_e ser calculado pela expressão 2.10, de forma a poder comparar esse resultado terá de se voltar a acrescentar a metade da selagem retirada. Deste modo será através da seguinte expressão que se poderão obter resultados comparáveis:

$$L_{u(EC8)} = L_e + \frac{L_{sel}}{2} \quad (2.19)$$

Importa, por fim, referir que sobre a expressão 2.8 não é feita nenhuma indicação sobre as suas origens ou sobre o contexto em que deve ser aplicada. Apenas se sabe que se destina ao cálculo do comprimento de ancoragem resistente a acções sísmicas.

COLOCAÇÃO DO PROBLEMA E DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA DE CÁLCULO

3.1 Introdução

O objectivo deste trabalho é o estudo da estabilidade global de uma cortina mono-ancorada sob acções sísmicas. Como foi visto, pretende-se proceder a este estudo através da determinação do comprimento da ancoragem mínimo necessário.

Foram, no capítulo anterior, introduzidos os métodos de cálculo com que se pretende estudar este assunto. Será, portanto, fundamental, nesse seguimento, apresentar o problema considerado e a forma como esses métodos foram aplicados.

Serve, por isso, o presente capítulo para descrever como se modificou o método de Broms por forma a considerar a acção sísmica, — conforme se viu no capítulo 2 — para enunciar as respectivas equações deduzidas e apresentar a programação desenvolvida para proceder ao estudo. Será ainda apresentado um exemplo de cálculo para mostrar o tipo de resultados obtidos.

3.2 Colocação do problema

O estudo levado a cabo foi desenvolvido com base num problema de uma cortina mono-ancorada vertical sujeita a acções sísmicas suportando um terreno horizontal respondendo em condições drenadas. O ângulo de atrito solo-estrutura foi admitido como nulo assim como o peso da própria cortina.

A Figura 3.1 retrata este problema esquematicamente, assim como os parâmetros intervenientes.

Esses parâmetros são, portanto, os seguintes:

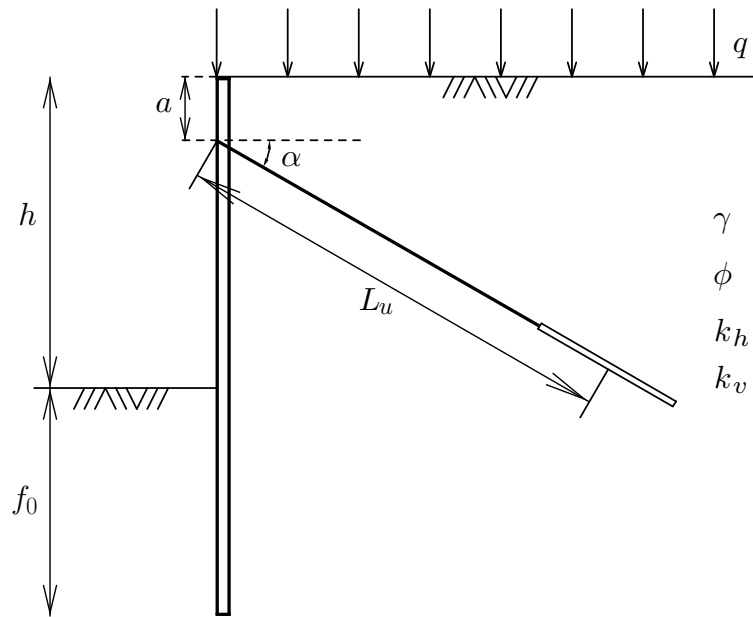


Figura 3.1: Problema genérico

- Sobrecarga no tardo da cortina, q .
- Ângulo que a ancoragem perfaz com a horizontal, α .
- Profundidade de escavação, h .
- Distância do topo da cortina à cabeça da ancoragem, a .
- Peso volúmico do solo, γ .
- Ângulo de resistência ao corte, ϕ .
- Coeficientes sísmicos, k_v e k_h .

O objectivo do estudo é determinar o valor mínimo do comprimento útil da ancoragem. Esse, será o comprimento que garante a estabilidade global, de acordo com o método de Broms. No entanto, só poderá ser calculado depois de se definir a geometria da cortina, ou seja, depois de se determinar a altura enterrada, f_0 , necessária para garantir a estabilidade da cortina.

3.2.1 Determinação da altura enterrada, f_0

Primeiramente, interessa assegurar a estabilidade da cortina e para tal será empregue o método do apoio simples, conforme apresentado em 2.2.

A determinação dos impulsos activos e passivos é feita recorrendo ao método de Mononobe-Okabe apresentado em 2.3.

A Figura 3.2 representa a forma como o problema em consideração foi abordado. Por ser uma estrutura mono-apoiada, esta tem duas incógnitas — a altura enterrada, f_0 , e a força horizontal que terá de ser mobilizada no apoio (ancoragem), A_h .

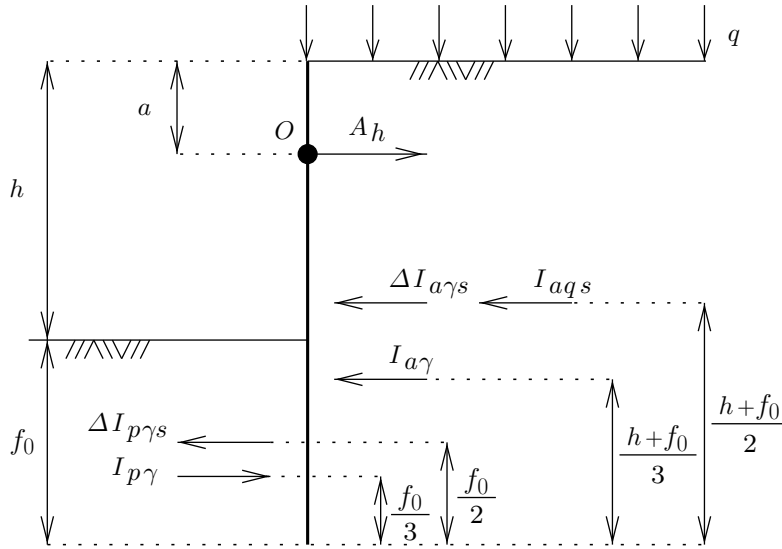


Figura 3.2: Problema em estudo - Método do apoio simples considerando a acção sísmica e sobrecarga

O valor de f_0 deverá ser obtido através do equilíbrio de momentos flectores em relação ao ponto O . Os pontos de aplicação dos impulsos foram definidos de acordo com o preconizado em 2.3, ou seja, com os impulsos estáticos (activos e passivos) aplicados a um terço da base e com os acréscimos e decréscimos, aplicados a meia altura.

Em relação à sobrecarga, q , esta é uniformemente distribuída e de extensão infinita, pelo que o impulso resultante deverá ser aplicado a meia altura da cortina, significando assim que, para uma eventual acção sísmica, o correspondente acréscimo de impulso será coincidente com o impulso estático existente. Por esta razão, no cálculo do impulso sísmico devido à sobrecarga, $I_{aq}s$, não será necessário determinar este acréscimo em separado.

De seguida, são apresentadas as expressões que foram deduzidas para o cálculo de todos os impulsos.

Impulso activo sísmico devido à sobrecarga:

$$I_{aq}s = qK_{aq}s(h + f_0) \quad (3.1)$$

Impulso activo sísmico:

$$I_{a\gamma}s = \frac{1}{2}K_{a\gamma}s\gamma(h + f_0)^2 \quad (3.2)$$

Impulso activo (estático):

$$I_{a\gamma} = \frac{1}{2} K_{a\gamma} \gamma (h + f_0)^2 \quad (3.3)$$

Acréscimo de impulso activo sísmico:

$$\Delta I_{a\gamma s} = I_{a\gamma s} - I_{a\gamma} = \frac{1}{2} (K_{a\gamma s} - K_{a\gamma}) \gamma (h + f_0)^2 \quad (3.4)$$

Impulso passivo sísmico:

$$I_{p\gamma s} = \frac{1}{2} K_{p\gamma s} \gamma f_0^2 \quad (3.5)$$

Impulso passivo (estático):

$$I_{p\gamma} = \frac{1}{2} K_{p\gamma} \gamma f_0^2 \quad (3.6)$$

Decréscimo de impulso passivo sísmico:

$$\Delta I_{p\gamma s} = I_{p\gamma s} - I_{p\gamma} = \frac{1}{2} (K_{p\gamma s} - K_{p\gamma}) \gamma f_0^2 \quad (3.7)$$

Os coeficientes de impulso indicados nestas expressões são os anteriormente apresentados nas expressões 2.2 e 2.3.

Quanto a K_{aqs} , este poderá ser calculado pela expressão seguinte:

$$K_{aqs} = \left[\frac{1 \pm k_v \frac{\sin^2(\beta + \theta)}{\cos \theta}}{\sin^2 \beta} \right] \left[\frac{\operatorname{cosec}(\beta + \theta) \sin(\beta + \theta - \phi')}{\sqrt{\sin(\beta + \theta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - i - \theta)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 \frac{\sin \beta}{\sin(\beta - i)} \quad (3.8)$$

que, para o caso em estudo, será exactamente igual à expressão 2.2 pois o paramento é vertical ($\beta = 90^\circ$) e não há inclinação do terreno ($i = 0^\circ$).

Para o cálculo dos coeficientes de impulso activo, $K_{a\gamma}$, e passivo, $K_{p\gamma}$, em condições estáticas usaram-se as expressões de Muller-Breslau que, no fundo, são iguais às expressões 2.2 e 2.3 com $\theta = 0^\circ$:

$$K_{a\gamma} = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \sin(\beta - \phi')}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (3.9)$$

$$K_{p\gamma} = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \sin(\beta + \phi')}{\sqrt{\sin(\beta - \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (3.10)$$

Deste modo, f_0 poderá ser obtido da seguinte forma:

$$\begin{aligned} \sum M_O = 0 \Rightarrow & (\Delta I_{a\gamma s} + I_{aqs}) \times \left(\frac{h + f_0}{2} - a \right) + I_{a\gamma} \times \left(\frac{2}{3} \times (h + f_0) - a \right) \\ & - \Delta I_{p\gamma s} \times \left(h + \frac{f_0}{2} - a \right) - I_{p\gamma} \times \left(h + \frac{2}{3} \times f_0 - a \right) = 0 \end{aligned} \quad (3.11)$$

Consequentemente, por equilíbrio de forças horizontais, a força, A_h necessária na ancoragem poderá ser obtida através de:

$$\sum F_H = 0 \Rightarrow \Delta I_{a\gamma s} + I_{aqs} + I_{a\gamma} - \Delta I_{p\gamma s} - I_{p\gamma} - A_h = 0 \quad (3.12)$$

3.2.2 Cálculo do comprimento útil, L_u

Tendo já obtido o comprimento da ficha, f_0 , entra-se na segunda parte do problema onde se aplicará o método de Broms considerando, também, a acção sísmica para determinar o comprimento, L_u , necessário para garantir a estabilidade global da cortina em consideração.

A Figura 3.3 ilustra a forma como se aplicou a acção sísmica ao método de Broms com o respectivo polígono de forças.

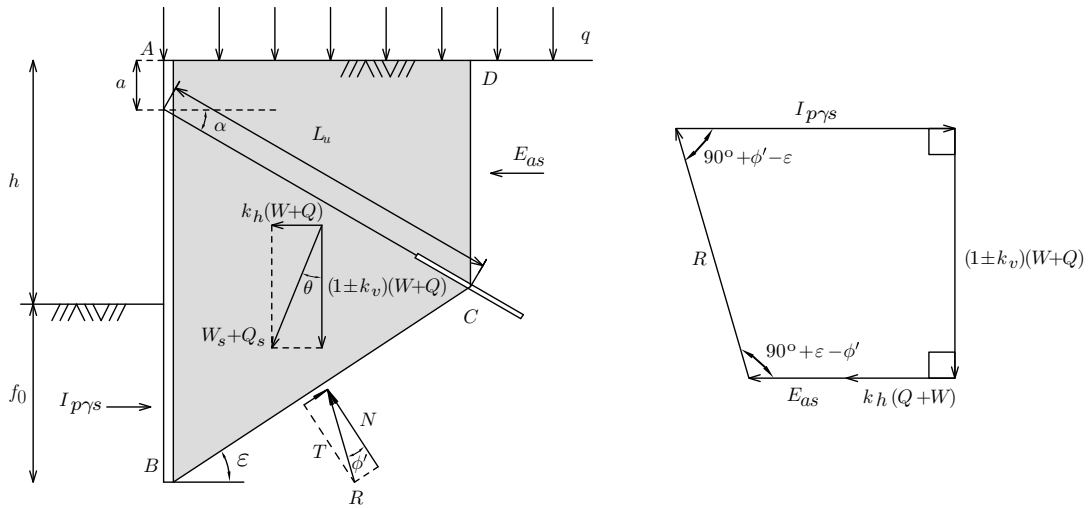


Figura 3.3: Problema em estudo - Método de Broms considerando a acção sísmica e sobrecarga

Ao peso do bloco $ABCD$, W , e à sobrecarga, Q , multiplicam-se os coeficientes sísmicos horizontal e vertical e os dois impulsos de terras, E_{as} e $I_{p\gamma_s}$, são determinados com recurso aos respectivos coeficientes, $K_{a\gamma_s}$ e $K_{p\gamma_s}$, apresentados anteriormente pelas expressões 2.2 e 2.3.

Como indicado em 2.4, do equilíbrio de forças determina-se o valor de R . Interessa, portanto, atender a cada uma dessas forças e deduzir as suas expressões de cálculo.

Peso da massa de solo ($ABCD$):

$$W = \frac{1}{2} \gamma L_u \cos \alpha (h + f_0 + a + L_u \sin \alpha) \quad (3.13)$$

Sobrecarga actuante:

$$Q = q L_u \cos \alpha \quad (3.14)$$

Impulso activo sísmico devido às pressões de terras:

$$E_{a\gamma_s} = \frac{1}{2} k_{a\gamma_s} \gamma (a + L_u \sin \alpha)^2 \quad (3.15)$$

Impulso activo sísmico devido à sobrecarga:

$$E_{aqs} = qk_{aqs}(a + L_u \sin \alpha) \quad (3.16)$$

Impulso activo sísmico:

$$E_{as} = E_{a\gamma s} + E_{aqs} \quad (3.17)$$

Impulso passivo sísmico, $I_{p\gamma s}$, conforme indicado na expressão 3.7.

Assim, fazendo o equilíbrio de forças verticais, resulta que:

$$R = \frac{W(1 \pm k_v) + Q(1 \pm k_v)}{\cos(\varepsilon - \phi')} \quad (3.18)$$

onde ε pode ser dado por:

$$\varepsilon = \arctg \frac{f_0 + h - a - L_u \sin \alpha}{L_u \cos \alpha} \quad (3.19)$$

Do equilíbrio de forças horizontais, estabelece-se a seguinte condição:

$$\Delta I_{p\gamma s} + I_p + I_{a\gamma} - \Delta I_{p\gamma s} - E_{as} - hW - k_h Q - R \sin(\varepsilon - \phi') = 0 \quad (3.20)$$

de onde se pode substituir R pela expressão 3.18 e, consequentemente, obter a seguinte equação que depende apenas de L_u :

$$I_{p\gamma s} - E_{as} - [W(1 \pm k_v) + Q(1 \pm k_v)] \times [tg \theta + tg(\varepsilon - \phi')] = 0 \quad (3.21)$$

Desta forma, o valor de L_u que equilibrará a equação e que corresponderá ao maior ângulo ε será o comprimento útil mínimo que garante o equilíbrio global da cortina em estudo.

Outra análise que deve ser feita prende-se com o efeito da sobrecarga. Conforme, se pode ver na Figura 3.3, a reacção R faz um ângulo ϕ' com a normal à superfície. Se se dividir R em duas componentes, normal (N) e tangencial (T), pode-se fazer o equilíbrio do bloco segundo essas direcções.

Assim, segundo a direcção de BC obtém-se a seguinte equação:

$$\begin{aligned} & (E_{a\gamma} + E_{aq} + k_h Q + k_h W) \cos \varepsilon + (W + Q + k_v W + k_v Q) \sin \varepsilon = \\ & = (\Delta I_{p\gamma s} + I_p) \cos \varepsilon + T \end{aligned} \quad (3.22)$$

E segundo a direcção normal a BC fica-se com:

$$N = (W + Q + k_v W + k_v Q) \cos \varepsilon + (\Delta I_{p\gamma s} + I_p - E_{as} + k_h Q + k_h W) \sin \varepsilon \quad (3.23)$$

Como pode ser verificado, T e N podem-se relacionar através do ângulo ϕ' por:

$$T = N \tg \phi' \quad (3.24)$$

Deste modo, T poderá ser substituído na equação 3.22 por $N \operatorname{tg} \phi'$, obtendo-se assim a seguinte igualdade:

$$\begin{aligned} & (E_{a\gamma} + E_{aq} + k_h Q + k_h W) \cos \varepsilon + (W + Q + k_v W + k_v Q) \operatorname{sen} \varepsilon = (\Delta I_{p\gamma s} + I_p) \cos \varepsilon \\ & + \left[(W + Q + k_v W + k_v Q) \cos \varepsilon + (\Delta I_{p\gamma s} + I_p - E_{as} + k_h Q + k_h W) \operatorname{sen} \varepsilon \right] \operatorname{tg} \phi' \end{aligned} \quad (3.25)$$

Esta equação está escrita de forma a que do lado esquerdo estão as acções e do direito, as resistências.

Como, para garantir a estabilidade do bloco será necessário que as acções sejam menores ou iguais às resistências, esta igualdade poderá ser transformada na inequação seguinte:

$$\begin{aligned} & (E_{a\gamma} + E_{aq} + k_h Q + k_h W) \cos \varepsilon + (W + Q + k_v W + k_v Q) \operatorname{sen} \varepsilon \leq (\Delta I_{p\gamma s} + I_p) \cos \varepsilon \\ & + \left[(W + Q + k_v W + k_v Q) \cos \varepsilon + (\Delta I_{p\gamma s} + I_p - E_{as} + k_h Q + k_h W) \operatorname{sen} \varepsilon \right] \operatorname{tg} \phi' \end{aligned} \quad (3.26)$$

Verifica-se, então, que Q tanto incrementa as acções como as resistências. Por isso e por se tratar de uma carga variável, só interessará ser considerada se o seu efeito global for instabilizador, isto é, só será considerada enquanto o seu contributo para as acções for maior do que para as resistências. Assim, a participação de Q poderá ser avaliada pela seguinte expressão:

$$k_h Q \cos \varepsilon + (Q + k_v Q) \operatorname{sen} \varepsilon > (Q \cos \varepsilon + k_v Q \cos \varepsilon - k_h Q \operatorname{sen} \varepsilon) \operatorname{tg} \phi' \quad (3.27)$$

que de uma forma simplificada fica:

$$\operatorname{tg} \theta + \operatorname{tg} \varepsilon > (1 - \operatorname{tg} \theta \operatorname{tg} \varepsilon) \operatorname{tg} \phi' \quad (3.28)$$

Por último, como forma de simplificar os cálculos, optou-se por adimensionalizar todas as expressões apresentadas. Assim, para todas elas, adoptaram-se parâmetros adimensionais, ou seja, dividiram-se os parâmetros anteriormente apresentados, por γ e h .

O Quadro 3.1 apresenta, explicitamente, estas modificações. Deste modo, foi possível reescrever todas as expressões de cálculo da seguinte maneira:

Impulso activo sísmico adimensional devido à sobrecarga:

$$\frac{I_{aqs}}{\gamma h^2} = \frac{q}{\gamma h} K_{aqs} \left(1 + \frac{f_0}{h} \right) \quad (3.29)$$

Impulso activo sísmico adimensional:

$$\frac{I_{a\gamma s}}{\gamma h^2} = \frac{1}{2} K_{a\gamma s} \left(1 + \frac{f_0}{h} \right)^2 \quad (3.30)$$

Quadro 3.1: Adimensionalização dos parâmetros usados nos cálculos

Parâmetro	Parâmetro adimensional
q	$\frac{q}{\gamma h}$
h	$\frac{h}{h} = 1$
a	$\frac{a}{h}$
γ	$\frac{\gamma}{\gamma} = 1$

Impulso activo (estático) adimensional:

$$\frac{I_{a\gamma}}{\gamma h^2} = \frac{1}{2} K_{a\gamma} \left(1 + \frac{f_0}{h} \right)^2 \quad (3.31)$$

Acréscimo de impulso activo sísmico adimensional:

$$\frac{\Delta I_{a\gamma s}}{\gamma h^2} = \frac{1}{2} (K_{a\gamma s} - K_{a\gamma}) \left(1 + \frac{f_0}{h} \right)^2 \quad (3.32)$$

Impulso passivo sísmico adimensional:

$$\frac{I_{p\gamma s}}{\gamma h^2} = \frac{1}{2} K_{p\gamma s} \left(\frac{f_0}{h} \right)^2 \quad (3.33)$$

Impulso passivo (estático) adimensional:

$$\frac{I_{p\gamma}}{\gamma h^2} = \frac{1}{2} K_{p\gamma} \left(\frac{f_0}{h} \right)^2 \quad (3.34)$$

Decréscimo de impulso passivo sísmico adimensional:

$$\frac{\Delta I_{p\gamma s}}{\gamma h^2} = \frac{1}{2} (K_{p\gamma s} - K_{p\gamma}) \left(\frac{f_0}{h} \right)^2 \quad (3.35)$$

Equação 3.11 adimensionalizada:

$$\begin{aligned} \frac{\sum M_O}{\gamma h^3} = 0 \Rightarrow & \left(\frac{\Delta I_{a\gamma s}}{\gamma h^2} + \frac{I_{a\gamma s}}{\gamma h^2} \right) \times \left(\frac{1}{2} + \frac{f_0}{2h} - \frac{a}{h} \right) + \frac{I_{a\gamma}}{\gamma h^2} \times \left(\frac{2}{3} \times \left(1 + \frac{f_0}{h} \right) - \frac{a}{h} \right) \\ & - \frac{\Delta I_{p\gamma s}}{\gamma h^2} \times \left(1 + \frac{f_0}{2h} - \frac{a}{h} \right) - \frac{I_{p\gamma}}{\gamma h^2} \times \left(1 + \frac{2}{3} \times \frac{f_0}{h} - \frac{a}{h} \right) = 0 \end{aligned} \quad (3.36)$$

Equação 3.12 adimensionalizada:

$$\frac{\sum F_H}{\gamma h^2} = 0 \Rightarrow \frac{\Delta I_{a\gamma s}}{\gamma h^2} + \frac{I_{a\gamma s}}{\gamma h^2} + \frac{I_{a\gamma}}{\gamma h^2} - \frac{\Delta I_{p\gamma s}}{\gamma h^2} - \frac{I_{p\gamma}}{\gamma h^2} - \frac{A_h}{\gamma h^2} = 0 \quad (3.37)$$

Peso da massa de solo $ABCD$ adimensional:

$$\frac{W}{\gamma h^2} = \frac{1}{2} \frac{L_u}{h} \cos \alpha \left(1 + \frac{f_0}{h} + \frac{a}{h} + \frac{L_u}{h} \sin \alpha \right) \quad (3.38)$$

Sobrecarga actuante adimensional:

$$\frac{Q}{\gamma h^2} = \frac{q}{\gamma h} \frac{L_u}{h} \cos \alpha \quad (3.39)$$

Impulso activo sísmico adimensional aplicado ao bloco $ABCD$ devido às pressões de terras:

$$\frac{E_{a\gamma s}}{\gamma h^2} = \frac{1}{2} k_{a\gamma s} \left(\frac{a}{h} + \frac{L_u}{h} \sin \alpha \right)^2 \quad (3.40)$$

Impulso activo sísmico adimensional aplicado ao bloco $ABCD$ devido à sobrecarga:

$$\frac{E_{aqs}}{\gamma h^2} = \frac{q}{\gamma h} k_{aqs} \left(\frac{a}{h} + \frac{L_u}{h} \sin \alpha \right) \quad (3.41)$$

Impulso activo sísmico adimensional aplicado ao bloco $ABCD$:

$$\frac{E_{as}}{\gamma h^2} = \frac{1}{2} k_{a\gamma s} \left(\frac{a}{h} + \frac{L_u}{h} \sin \alpha \right)^2 + \frac{q}{\gamma h} k_{aqs} \left(\frac{a}{h} + \frac{L_u}{h} \sin \alpha \right) \quad (3.42)$$

Equação 3.21 adimensionalizada:

$$\frac{I_{p\gamma s}}{\gamma h^2} - \frac{E_{as}}{\gamma h^2} - \left[\frac{W}{\gamma h^2} (1 \pm k_v) + \frac{Q}{\gamma h^2} (1 \pm k_v) \right] \times [\tan \theta + \tan(\varepsilon - \phi')] = 0 \quad (3.43)$$

Desta forma, os resultados serão tratados também de forma adimensional uma vez que dependem de γ e de h . Isto é, o comprimento da ficha será avaliado de acordo com $\frac{f_0}{h}$ e o comprimento útil da ancoragem, de acordo com $\frac{L_u}{h}$.

3.3 Descrição do programa de cálculo

Com vista a efectuar todos os cálculos enunciados foi desenvolvido um programa de cálculo com base na linguagem GNU Octave. Este foi concebido de forma a resolver o problema da maneira indicada na secção anterior, ou seja, a, primeiramente, calcular o comprimento da ficha e, depois, a calcular o comprimento útil considerando todas as condições e de forma adimensional. Assim, pode-se dividir o programa em duas partes:

1. Cálculo do comprimento da ficha adimensionalizado, $\frac{f_0}{h}$.

Nesta primeira parte, o programa considera os seguintes parâmetros que podem ser verificados na Figura 3.2:

- $\frac{q}{\gamma h} \rightarrow$ Sobrecarga verticalmente aplicada ao terreno
- $\frac{a}{h} \rightarrow$ Distância do topo da cortina à cabeça da ancoragem

- $\phi' \rightarrow$ ângulo de resistência ao corte
- $\theta \rightarrow$ Ângulo de inércia sísmico
- $k_v \rightarrow$ Coeficiente sísmico vertical

2. Cálculo do comprimento do comprimento útil da ancoragem adimensionalizado, $\frac{L_u}{h}$.

Na segunda, são considerados os mesmos parâmetros mais o ângulo que a ancoragem faz com a horizontal, α , e o comprimento, $\frac{f_0}{h}$ já determinado. Estes podem ser observados na Figura 3.3.

Para calcular $\frac{f_0}{h}$, programou-se o lado esquerdo da equação 3.36 com todos os impulsos e coeficientes de impulso necessários e, de seguida, determinaram-se os zeros. Dos resultados obtidos, o programa escolhe o zero mais pequeno, pois corresponde ao comprimento de ficha mínimo que garante o equilíbrio.

A segunda parte foi programada de forma muito semelhante. Programou-se o lado esquerdo da equação 3.43 também com todos os coeficientes de impulso e todas as forças envolvidas nessa expressão contemplando, ainda a expressão 3.28 para a consideração, ou não, da sobrecarga e determinaram-se os zeros de forma idêntica à da primeira parte.

Para a selecção de qual dos zeros é a solução desejada do problema, o programa escolhe aquele cujo ângulo ε é maior, pois, voltando a observar a Figura 3.3, pode-se depreender que quanto maior for este ângulo, menor será o comprimento da ancoragem necessário para o equilíbrio.

A Figura 3.4 representa o programa de cálculo criado por meio de um fluxograma.

3.4 Exemplo de cálculo

Por último, neste capítulo, apresenta-se um exemplo de cálculo com duas variantes: uma primeira sem considerar a acção sísmica e uma segunda com essa consideração. Serão apresentados todos os resultados obtidos e será feita uma pequena comparação entre os dois casos.

Para o exemplo em estudo escolheram-se os seguintes parâmetros:

- $\frac{q}{\gamma h} = 0,05$
- $\frac{a}{h} = 0,2$
- $\phi' = 30^\circ$
- $\alpha = 15^\circ$

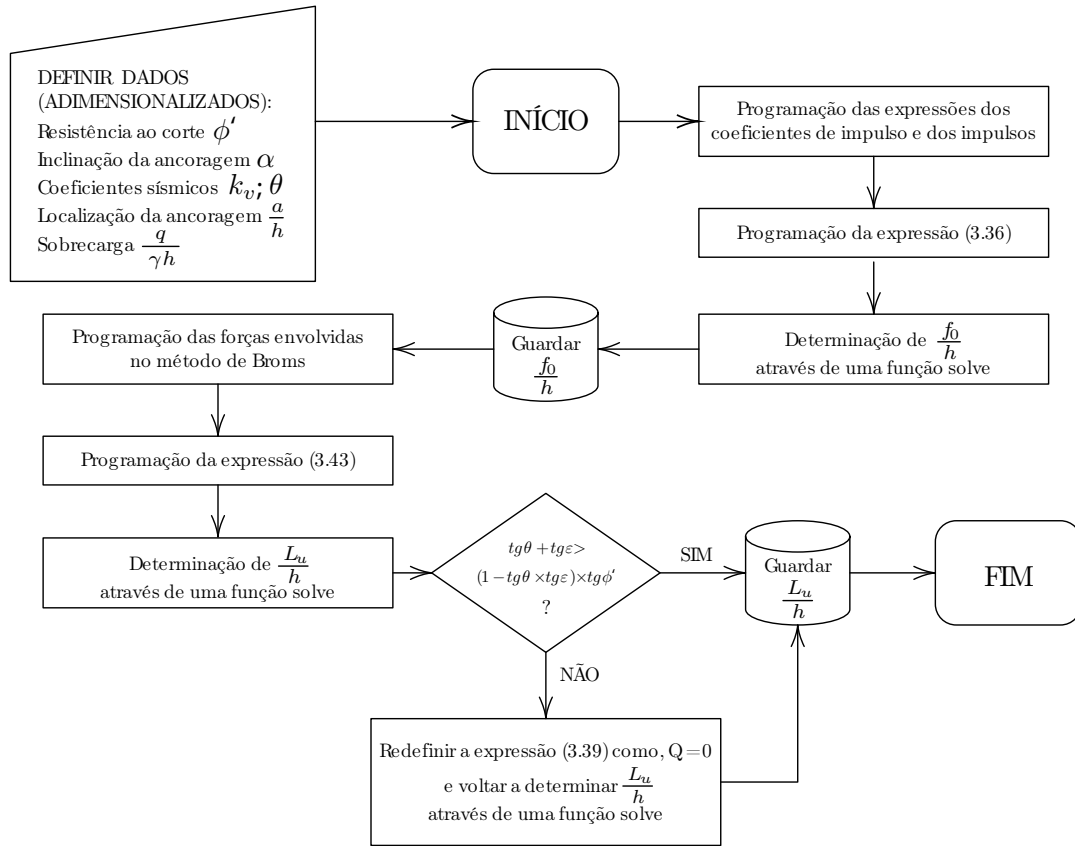


Figura 3.4: Fluxograma do programa de cálculo

1ª variante → Sem acção sísmica

- $\theta = 0^\circ$
- $k_v = 0$

2ª variante → Com acção sísmica

- $\theta = 15^\circ$
- $k_v = 0,2$

No Quadro 3.2 são apresentados os resultados de todos factores relevantes no cálculo e que foram obtidos do programa de acordo com as expressões apresentadas anteriormente. Analisando os resultados podem-se fazer as seguintes constatações:

- Para a situação sísmica escolhida, o comprimento útil L_u mais que duplica face à situação estática.
- Tanto o comprimento da ficha, como a força necessária na ancoragem são significativamente menores, para o caso sem sismo.

Quadro 3.2: Resultados do exemplo de cálculo

	$\theta = 0^\circ$	$\theta = 15^\circ$
K_{aqs}	0,33333	0,64308
$K_{a\gamma s}$	0,33333	0,64308
$K_{a\gamma}$	0,33333	0,33333
$K_{p\gamma s}$	3,00	2,98564
$K_{p\gamma}$	3,00	3,00
$\frac{I_{aqs}}{\gamma h^2}$	0,02324	0,05127
$\frac{I_{a\gamma}}{\gamma h^2}$	0,32405	0,42375
$\frac{\Delta I_{a\gamma s}}{\gamma h^2}$	0,00	0,39376
$\frac{I_{a\gamma s}}{\gamma h^2}$	0,32405	0,81752
$\frac{I_{p\gamma}}{\gamma h^2}$	0,23329	0,53019
$\frac{\Delta I_{p\gamma s}}{\gamma h^2}$	0,00	-0,00254
$\frac{I_{p\gamma s}}{\gamma h^2}$	0,23329	0,52765
$\frac{f_0}{h}$	0,394	0,594
$\frac{A_h}{\gamma h^2}$	0,1140	0,34114
ε	$39,73^\circ$	$19,98^\circ$
$\frac{E_{as}}{\gamma h^2}$	0,04841	0,22697
$\frac{L_u}{h}$	1,125	2,285

ANÁLISES PARAMÉTRICAS

4.1 Introdução

No capítulo anterior apresentou-se o problema em estudo e as metodologias desenvolvidas para a sua resolução. Ficaram-se a conhecer os vários parâmetros presentes e a forma como foram considerados nas equações deduzidas. Contudo, sabe-se que estes podem variar significativamente em função das condições presentes em cada obra e que poderão ter efeitos específicos no comportamento da cortina. É, portanto, de relevante interesse estudá-los para compreender de que modo influenciam os cálculos e, consequentemente, a estabilidade global da cortina. Para esse propósito, considerou-se pertinente realizar várias análises paramétricas sucessivas, referentes a cada um desses parâmetros e para uma gama extensa de diferentes acções sísmicas.

Do problema enunciado ficou-se a saber também que as metodologias usadas pressupõem, em primeiro lugar, o cálculo do comprimento da ficha e que este constituirá um parâmetro essencial no posterior cálculo do comprimento útil da ancoragem. Sabe-se, porém, que este comprimento poderá variar significativamente em função da intensidade da acção sísmica e, consequentemente, ter implicações no comprimento da ancoragem. Isto significa que, caso o comprimento da ficha obtido para uma acção sísmica específica seja muito maior do que o seu equivalente em condições estáticas, o consequente comprimento útil poderá ser inferior ao que seria esperado. Por esta razão, será importante estudar a forma como os parâmetros escolhidos poderão influenciar cada um dos dois comprimentos e analisar os efeitos que os resultados obtidos para $\frac{f_0}{h}$ poderão produzir no cálculo de $\frac{L_u}{h}$.

O presente capítulo apresenta os resultados das quatro diferentes análises paramétricas desenvolvidas. Todas elas se focam em diferentes parâmetros e em todas são apresentados os comprimentos obtidos quer das fichas, quer das ancoragens. Contudo, devem-se

fazer notar, de passagem, alguns aspectos de importante relevo tidos em conta na elaboração das várias análises.

Um deles prende-se com a definição do ângulo θ . No capítulo 2 pôde-se constatar que havia duas condições para o cálculo dos coeficientes de impulso activo e passivo. Estas diziam, simplifadamente, que o somatório dos ângulos ϕ' , θ e i teria de ser sempre positivo. Como no problema em estudo não é considerada a inclinação do terreno, as duas condições poderão ser transformadas na seguinte:

$$\phi' - \theta \geq 0 \quad (4.1)$$

Isto significa que o ângulo de inércia sísmico nunca poderá ser superior ao ângulo de resistência ao corte do solo. Assim, nas análises realizadas, o valor de θ será sempre limitado pelo valor escolhido para ϕ' .

Os outros aspectos relacionam-se com a forma escolhida para a exposição dos resultados das análises. Estas serão apresentadas por meio de curvas relativas aos parâmetros em estudo e de acordo com os diferentes valores de θ . De forma a facilitar a leitura e compreensão dos resultados, optou-se por escolher uma escala logarítmica para os eixos de $\frac{f_0}{h}$ e de $\frac{L_u}{h}$ e por dividir os valores de θ por ϕ' .

Finalmente, refere-se que em todas as análises realizadas foi adoptado, $\frac{a}{h} = 0,2$, por se considerar ser um valor que se aproximará dos valores típicos usados para a localização da cabeça da ancoragem.

4.2 Estudo da influência do ângulo de inércia sísmico, θ , no comprimento útil, L_u .

O estudo considerado mais importante de desenvolver em primeiro lugar prendeu-se com a simulação da acção sísmica. Desta forma, pretendeu-se analisar a forma como o ângulo de inércia sísmico, θ , pode intervir na estabilidade global da cortina. Para tal consideraram-se os seguintes casos:

- $\frac{q}{\gamma h} = 0$
- $\frac{a}{h} = 0,2$
- $k_v = 0$
- $\alpha = 15^\circ$
- $\phi' = 15^\circ; 20^\circ; 25^\circ; 30^\circ; 35^\circ; 40^\circ; 45^\circ; 50^\circ$
- $\theta = 0^\circ$ a ϕ'

Os resultados de $\frac{f_0}{h}$ e $\frac{L_u}{h}$ obtidos podem ser avaliados através das curvas representadas nas Figuras 4.1 e 4.2:

4.2. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO ÂNGULO DE INÉRCIA SÍSMICO, θ , NO COMPRIMENTO ÚTIL, L_u .

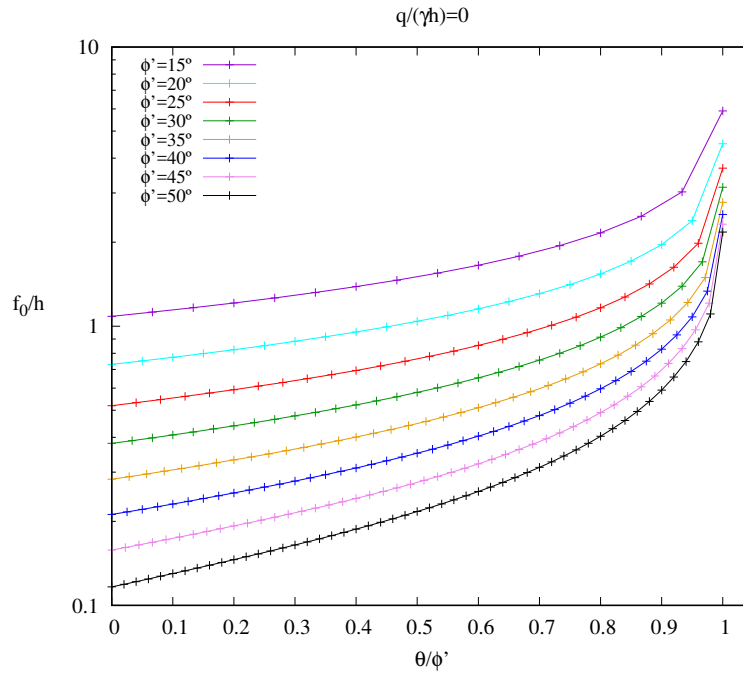


Figura 4.1: Comprimentos das fichas adimensionalizados em função de θ

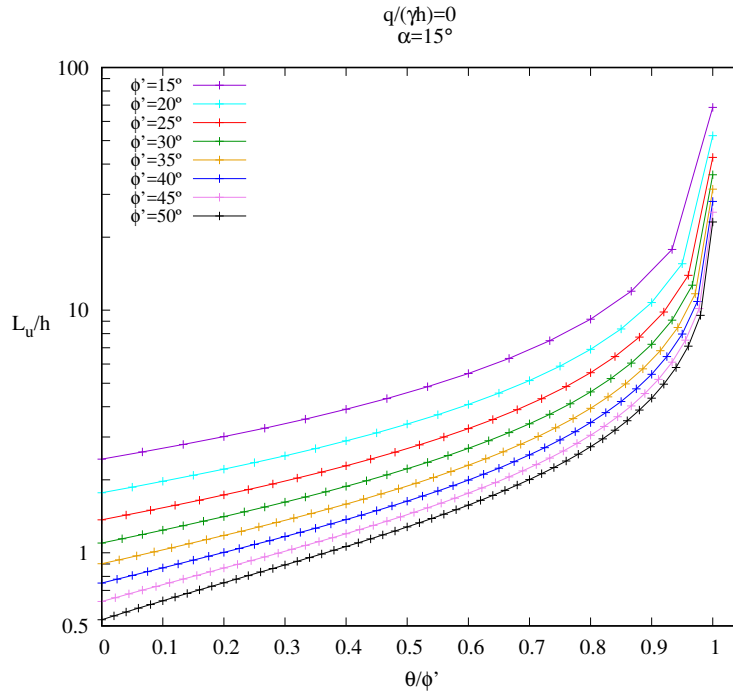


Figura 4.2: Comprimentos úteis das ancoragens adimensionalizados em função de θ

Da análise da Figura 4.1 pode ser constatado, como seria de esperar, que para maiores valores do ângulo de resistência ao corte do solo, menores são os respectivos comprimentos das fichas e que estes aumentam continuamente com o aumento do ângulo de inércia sísmico.

Verificações análogas, podem ser feitas sobre os resultados dos comprimentos úteis das ancoragens. Observando a Figura 4.2 depreende-se que, à semelhança das fichas, os comprimentos úteis são maiores para ângulos de resistência ao corte do solo menores e que o aumento do ângulo de inércia sísmico implica também maiores comprimentos úteis.

Outra apreciação que pode ser feita indica que relações θ/ϕ' elevadas significam comprimentos muito grandes, quer de fichas, quer de ancoragens, possivelmente irrealistas, pelos próprios valores de $\frac{f_0}{h}$ e de $\frac{L_u}{h}$ a que conduzem. Consequentemente, estima-se que dificilmente terão alguma utilidade prática no dimensionamento de acordo com estas metodologias. Por esta razão, os resultados que se aproximam do lado direito, tendencialmente têm menor relevo.

Assim, pode-se dizer que a influência do ângulo θ na determinação da altura enterrada e do comprimento da ancoragem é clara e contínua para todos os valores de ϕ' .

Contudo, para se compreender melhor esta constatação, considerou-se conveniente estender a análise de forma a estudar de que modo os aumentos registados de $\frac{f_0}{h}$ e de $\frac{L_u}{h}$, em função do aumento θ/ϕ' , crescem relativamente aos comprimentos calculados para as correspondentes situações estáticas, ou seja, para $\theta = 0^\circ$. Para tal, estabeleceram-se as relações, $\frac{[f_0/h]_\theta}{[f_0/h]_{\theta=0^\circ}}$ e $\frac{[L_u/h]_\theta}{[L_u/h]_{\theta=0^\circ}}$, e elaboraram-se novos gráficos que podem ser consultados nas Figuras 4.3 e 4.4.

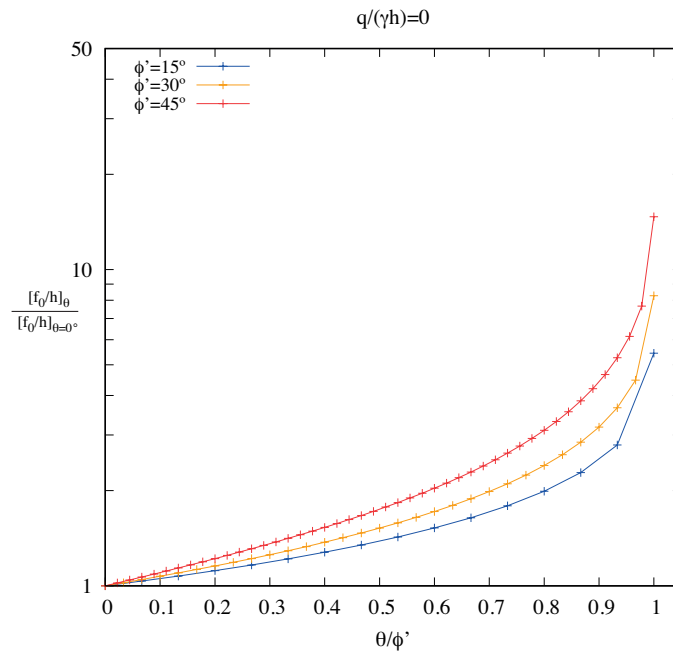


Figura 4.3: Crescimento da razão entre os comprimentos, $\frac{f_0}{h}$, em condições dinâmicas e estáticas

4.3. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DA ANCORAGEM, α , NO COMPRIMENTO ÚTIL, L_u .

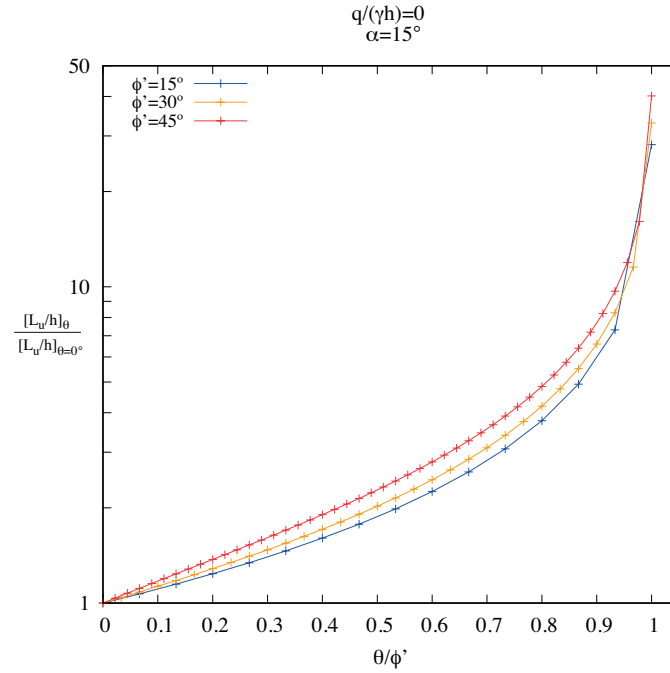


Figura 4.4: Crescimento da razão entre os comprimentos, $\frac{L_u}{h}$, em condições dinâmicas e estáticas

Avaliando as duas Figuras em simultâneo, pode-se verificar que o incremento de $\frac{L_u}{h}$ é maior do que o de $\frac{f_0}{h}$, sendo possível, assim, deduzir que o aumento da intensidade da acção sísmica, apesar de significar sempre uma altura enterrada e uma ancoragem mais compridas, tem um efeito mais expressivo no cálculo de $\frac{L_u}{h}$.

Deste modo pode-se depreender que os efeitos de ϕ' e de θ são notórios na estabilidade global da cortina e que o comprimento da ancoragem é sempre mais condicionado pela consideração da acção sísmica.

4.3 Estudo da influência da inclinação da ancoragem, α , no comprimento útil, L_u .

O aspecto seguinte que se pretendeu estudar foi a inclinação da ancoragem. É sabido que esta desempenha um papel determinante na definição da cunha de solo pelo método de Broms e, por conseguinte, será oportuno avaliar como a variação dessa inclinação se poderá reflectir no comprimento mínimo necessário da ancoragem. Para esse fim, a presente análise paramétrica considerou os seguintes casos:

- $\frac{q}{\gamma h} = 0$
- $\frac{a}{h} = 0,2$
- $k_v = 0$
- $\alpha = 0^\circ; 15^\circ; 30^\circ; 45^\circ$

- $\phi' = 20^\circ; 30^\circ; 40^\circ$
- $\theta = 0^\circ$ a ϕ'

De seguida são apresentados os resultados dos comprimentos das fichas, mas antes deve ser feita a seguinte ressalva: como para o cálculo das fichas, na metodologia de cálculo usada, o valor de α não tem nenhuma influência, os resultados dependem apenas do ângulo de resistência ao corte do solo. Assim, a Figura 4.5 é análoga à Figura 4.1, mostrando apenas os resultados dos ângulos ϕ' adoptados na presente análise paramétrica.

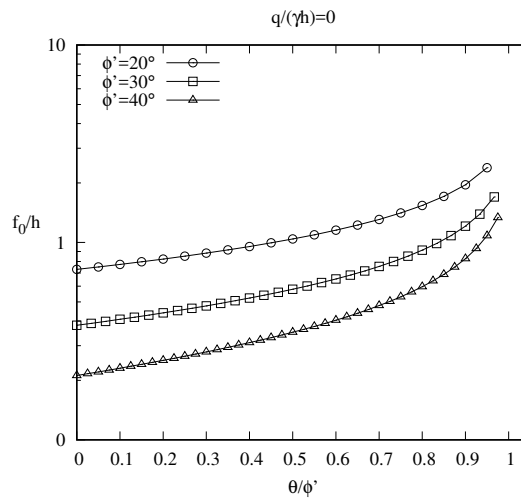


Figura 4.5: Comprimentos das fichas adimensionais em função de α

É na segunda parte do problema, que a inclinação da ancoragem se insere nos cálculos e, desta forma, os resultados obtidos podem ser consultados na Figura 4.6. Esta é composta por três diferentes gráficos associados a cada valor de ϕ' adoptado e em que cada um deles são apresentadas as curvas devidas aos diferentes valores de α que se pretenderam estudar.

Desses três gráficos pode-se verificar que os valores de $\frac{L_u}{h}$ decrescem significativamente com o aumento de α e que o facto — já conhecido da análise anterior — de que estes também decrescem com o aumento do ângulo de resistência ao corte do solo não parece ter influência nesse registo, pois, em cada Figura, as distâncias entre as curvas mantêm-se semelhantes.

Assim pode-se depreender que o ângulo de inclinação da ancoragem, α , tem um efeito preponderante na estabilidade global da cortina, sendo que, quanto maior este for, menor será o comprimento da ancoragem necessário.

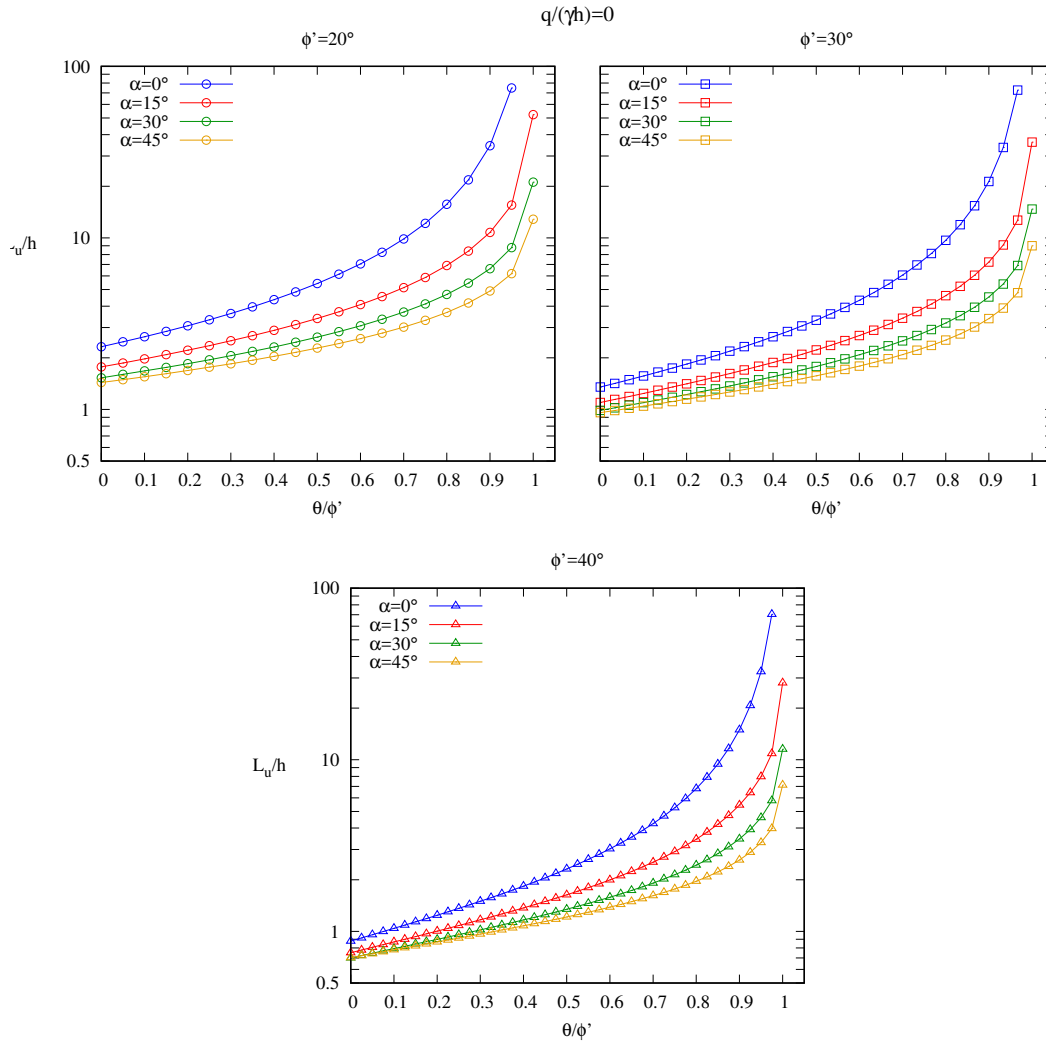


Figura 4.6: Comprimentos úteis das ancoragens adimensionalizados em função de α

4.4 Estudo da influência da sobrecarga, $\frac{q}{\gamma h}$, no comprimento útil, L_u .

Como já tinha sido observado, é usual recorrer-se a este tipo de estruturas em meios urbanos onde se regista uma cada vez maior densidade de ocupação da superfície. Consequentemente, é relativamente comum estas cortinas estarem sujeitas a sobrecargas impostas ao nível do terreno. Nesse sentido, torna-se importante também avaliar os efeitos que se podem fazer sentir no cálculo do comprimento útil da ancoragem devido à presença dessas sobrecargas. Para esse efeito, a análise realizada considerou vários tipos de sobrecargas e procurou comparar os seus respectivos resultados.

Devido ao facto dos cálculos terem sido elaborados na forma adimensionalizada, a sobrecarga, q foi considerada através do parâmetro, $\frac{q}{\gamma h}$. Como estas estruturas habitualmente têm alturas até 5 m e os pesos volúmcos dos solos andarem na ordem dos 20

kN/m^3 , os valores típicos de $\frac{q}{\gamma h}$ dificilmente serão superiores a 0,2. Contudo, foram também considerados valores substancialmente superiores a esse, enquanto casos limite.

Assim, procedeu-se a uma nova análise paramétrica considerando os seguintes casos:

- $\frac{q}{\gamma h} = 0; 0,05; 0,2; 1,0; 2,0$
- $\frac{a}{h} = 0,2$
- $k_v = 0$
- $\alpha = 0^\circ; 15^\circ; 30^\circ; 45^\circ$
- $\phi' = 20^\circ; 30^\circ; 40^\circ$
- $\theta = 0^\circ$ a ϕ'

A Figura 4.7 reúne os resultados obtidos para os comprimentos das fichas adimensionalizados.

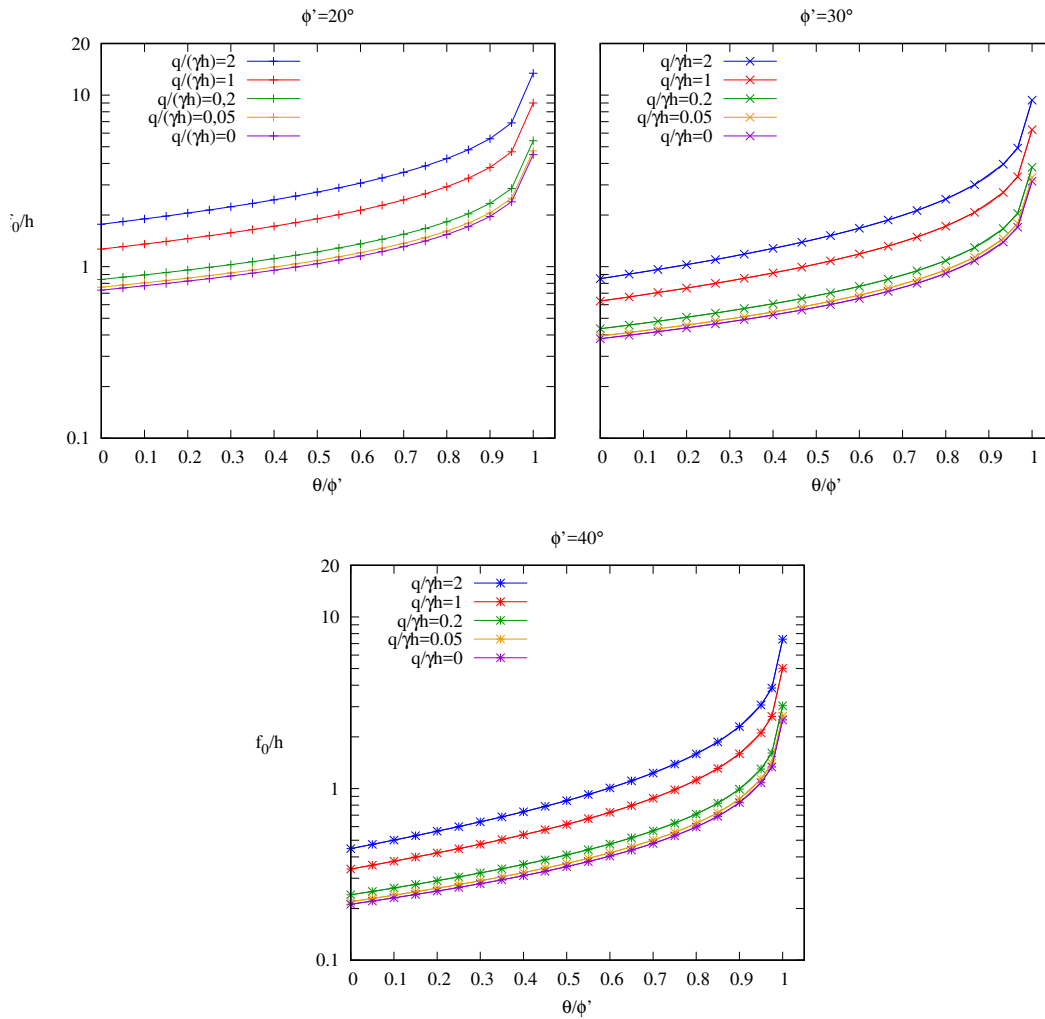


Figura 4.7: Comprimentos das fichas adimensionalizados em função de $\frac{q}{\gamma h}$

4.4. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA SOBRECARGA, $\frac{q}{\gamma h}$, NO COMPRIMENTO ÚTIL, L_u .

Da análise destes resultados constata-se que, para maiores valores de $\frac{q}{\gamma h}$, maiores são os comprimentos de $\frac{f_0}{h}$ correspondentes e que estes crescem com o aumento dos valores de θ . Este efeito apresenta-se bem evidenciado pelas curvas referentes a $\frac{q}{\gamma h} = 2$ e 1. Contudo, observa-se que estes valores são pouco maiores face à substancial diferença existente entre as correspondentes sobrecargas — a mais alta ($\frac{q}{\gamma h} = 2$) é 40 vezes superior à mais baixa ($\frac{q}{\gamma h} = 0,05$). É, no entanto, em relação às curvas de $\frac{q}{\gamma h} = 0,05$ e 0,2 que interessará mais avaliar os resultados e essas expressam uma diferença muito pequena em relação à curva de $\frac{q}{\gamma h} = 0$. Assim, pode-se dizer que a presença da sobrecarga não faz aumentar significativamente o comprimento da altura enterrada a não ser quando assume valores muito exagerados.

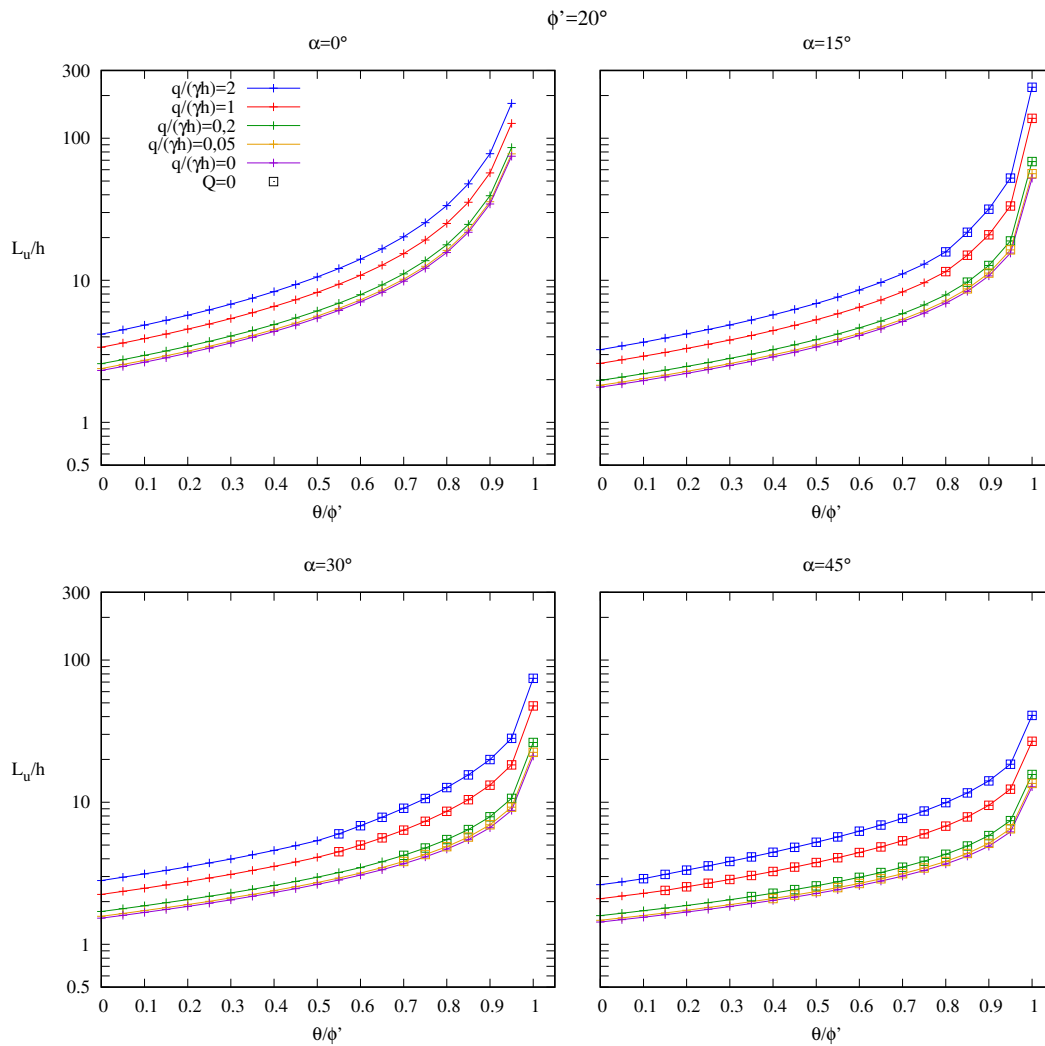


Figura 4.8: Comprimentos úteis das ancoragens adimensionalizados em função de $\frac{q}{\gamma h}$ para $\phi' = 20^\circ$

Os resultados dos comprimentos úteis de ancoragem adimensionalizados podem ser apreciados nas Figuras 4.8, 4.9 e 4.10. Chama-se a atenção para o facto de, para a obtenção destes resultados ter sido ainda estudada a questão apresentada no capítulo 3 sobre a

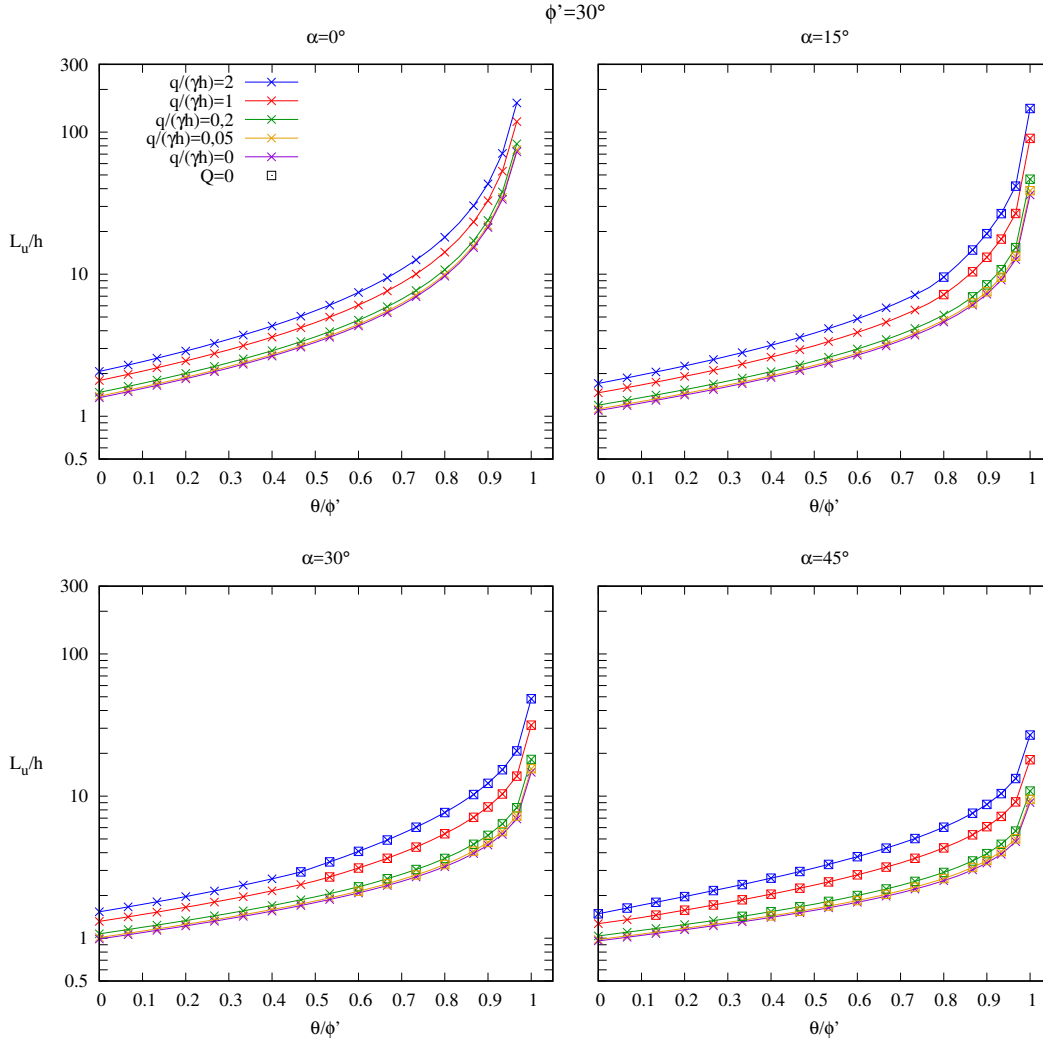


Figura 4.9: Comprimentos úteis das ancoragens adimensionalizados em função de $\frac{q}{\gamma h}$ para $\phi' = 30^\circ$

consideração, ou não, da sobrecarga. Nessa medida, optou-se por assinalar todos os resultados obtidos cuja expressão 3.28 não foi verificada e, como tal, significaram a anulação da sobrecarga nos cálculos. Este aspecto aparece nas Figuras com a indicação "Q=0".

Da análise das Figuras pode-se depreender que, à semelhança dos resultados de $\frac{f_0}{h}$, estes são também, efectivamente, maiores para valores mais altos de $\frac{q}{\gamma h}$, embora sejam pouco pronunciados.

Este aspecto também aparece bem evidenciado pelas curvas referentes a $\frac{q}{\gamma h} = 2$ e 1. Contudo, como foi antes referido, estas não têm interesse prático relevante, sendo portanto, as restantes curvas aquelas que merecem mais atenção. Estas, para todos os casos analisados, aparecem sempre muito próximas da de $\frac{q}{\gamma h} = 0$ o que permite inferir que o efeito produzido pela sobrecarga no comprimento da ancoragem é pouco relevante.

Também pode ser visto que este facto é independente de ϕ' e de α , pois, para qualquer caso de ϕ' e de α , mantêm-se relações muito semelhantes entre as diferentes curvas.

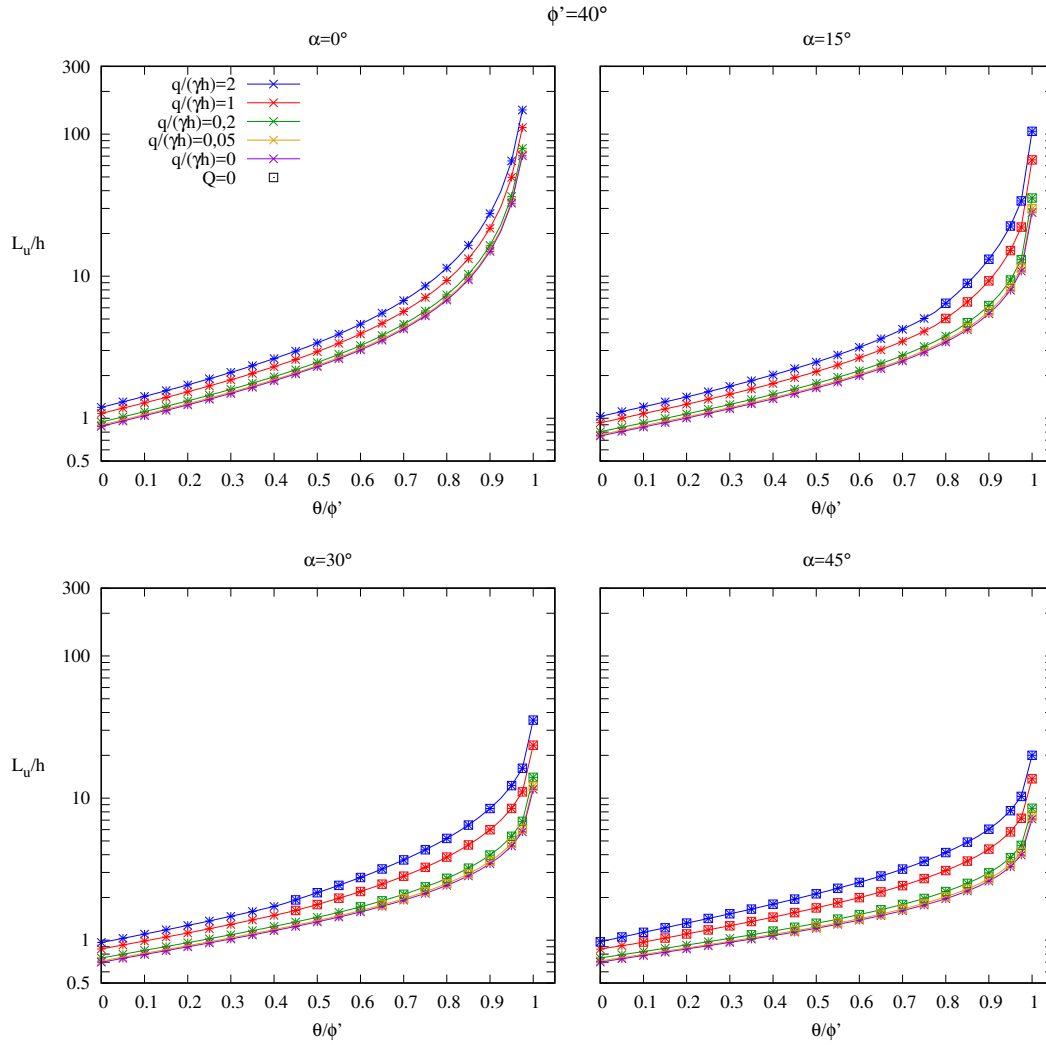


Figura 4.10: Comprimentos úteis das ancoragens adimensionalizados em função de $\frac{q}{\gamma h}$ para $\phi' = 40^\circ$

Como já tinha sido verificado que a presença da sobrecarga pouco influiu no comprimento da altura enterrada, pode-se dizer que o facto do comprimento útil também ser pouco afectado não se deve a um aumento significativo do comprimento da ficha. Antes, pode ser afirmado que, globalmente, os efeitos devidos à sobrecarga são pequenos e que pouco influenciam o dimensionamento da estrutura em condições sísmicas.

Por último, interessa avaliar em que situações a sobrecarga foi igualada a zero, isto é, em que situações a presença da sobrecarga constituiu uma acção estabilizante. Voltando a analisar as Figuras, pode-se observar que " $Q = 0$ " acontece mais vezes para valores de α mais altos. ϕ' parece ser pouco relevante, pois, nos gráficos com ϕ' diferentes, para o mesmo α , observa-se que " $Q = 0$ " acontece para relações θ/ϕ' muito semelhantes. Deste modo, pode-se afirmar que o aumento da inclinação da ancoragem reduz a acção instabilizante devido à presença da sobrecarga.

4.5 Estudo da influência da relação, $\frac{k_v}{k_h}$, no comprimento útil, L_u .

Um outro estudo que se considerou pertinente realizar relaciona-se com a forma como é considerada a acção sísmica. Foi visto que, pelo método de Mononobe-Okabe, o efeito de um sismo é modelado por um conjunto adicional de forças estáticas de inércia e que a resultante destas e das forças devidas à gravidade perfaz com a vertical o ângulo, θ . Com efeito, a influência deste ângulo já foi avaliada em 4.2, contudo é de relevante interesse também avaliar de que modo cada um dos coeficientes sísmicos, k_v e k_h , se manifesta nos cálculos. Por esta razão resolveu-se estudar os efeitos produzidos pela relação $\frac{k_v}{k_h}$ apresentada em 2.6.

Introduziu-se, então, uma nova variável, $\frac{k_v}{k_h}$, e adotaram-se as expressões 2.14 e 2.16 no programa de cálculo desenvolvido. Deste modo, ao serem atribuídos valores a $\frac{k_v}{k_h}$ para o mesmo θ , obtêm-se diferentes valores de k_h . Interessará, portanto avaliar a influência que este aspecto pode ter em L_u .

De acordo com o EC8-5, esta relação normalmente admite valores de $\pm 0,33$, $\pm 0,5$. No entanto, à luz do que foi referido no capítulo 2, na versão Portuguesa só é considerado o $\pm 0,5$. Estes foram, por esta razão, os valores escolhidos para o cálculo.

Para se estudar este assunto, consideraram-se os casos seguintes:

- $\frac{q}{\gamma h} = 0$
- $\frac{a}{h} = 0,2$
- $\frac{k_v}{k_h} = \pm 0,5$
- $\alpha = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$
- $\phi' = 20^\circ; 30^\circ; 40^\circ$
- $\theta = 0^\circ$ a ϕ'

Os resultados obtidos para os comprimentos de ficha adimensionalizados estão dispostos na Figura 4.11.

Da análise da Figura pode-se observar que as duas curvas, para todos os casos de ϕ' , quase se sobrepõem por completo. Porém, é evidente uma muito ligeira superioridade das curvas referentes a $\frac{k_v}{k_h} = -0,5$ até valores de θ/ϕ' na ordem de 0,8. A partir desse ponto nota-se uma inversão dessa tendência e os resultados para $\frac{k_v}{k_h} = -0,5$ afiguram-se maiores. Contudo, volta-se a ressaltar que, como esses valores de θ/ϕ' conduzem a comprimentos de fichas muito irrealistas, menor interesse têm os respectivos resultados.

Assim pode-se inferir que no problema em consideração a relação $\frac{k_v}{k_h}$ não tem expressão significativa, pese embora, um valor de k_v negativo significar uma altura enterrada ligeiramente maior.

4.5. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO, $\frac{k_v}{k_h}$, NO COMPRIMENTO ÚTIL, L_u .

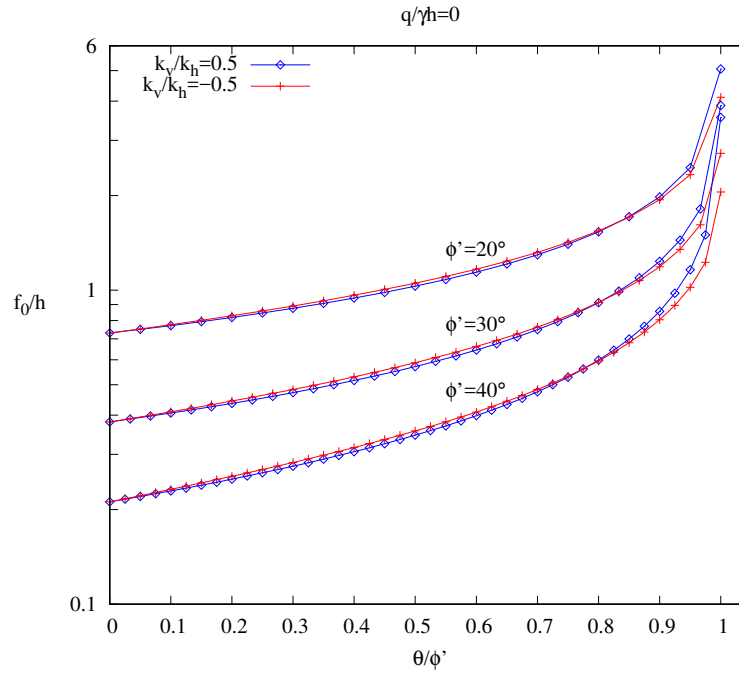


Figura 4.11: Comprimentos das fichas adimensionalizados em função de $\frac{k_v}{k_h}$

Deste modo, as correspondentes diminuições do impulso de terras e das condições de estabilidade, resultam num muito semelhante comprimento de ficha necessário para garantir a estabilidade da cortina.

Finalmente refere-se que, por comparação com a 1ª análise paramétrica (4.2), observam-se resultados praticamente idênticos, o que corrobora a constatação feita de que esta relação $\frac{k_v}{k_h}$ influencia pouco o comprimento da ficha.

A Figura 4.12 apresenta os resultados obtidos para os comprimentos úteis de ancoragem adimensionalizados. Sobre estes podem ser feitas constatações muito semelhantes às que se fizeram a respeito dos comprimentos das fichas.

Em todos os gráficos verifica-se que as curvas coincidem quase totalmente, exceptuando-se apenas os resultados associados a valores muito altos de θ/ϕ' que exibem uma ligeira superioridade por parte das curvas referentes a $\frac{k_v}{k_h} = 0,5$. No entanto, como estes resultados são menos importantes, pode-se constatar que o sinal de k_v não se faz notar no comprimento, L_u .

Por comparação do gráfico referente a $\alpha = 15^\circ$ com os resultados da 1ª análise, também não se observa alguma diferença evidente. Assim, pode-se dizer que a relação $\frac{k_v}{k_h}$, quando usada para o mesmo ângulo de inércia sísmico, não conduz a resultados diferentes, ou seja, que o sinal de k_v , nessas condições, tem muito pequena relevância nos subsequentes resultados dos comprimentos da ficha e da ancoragem.

Contudo, há um outro aspecto associado à relação em estudo que não deve ser descurado e que se prende com a determinação do ângulo θ .

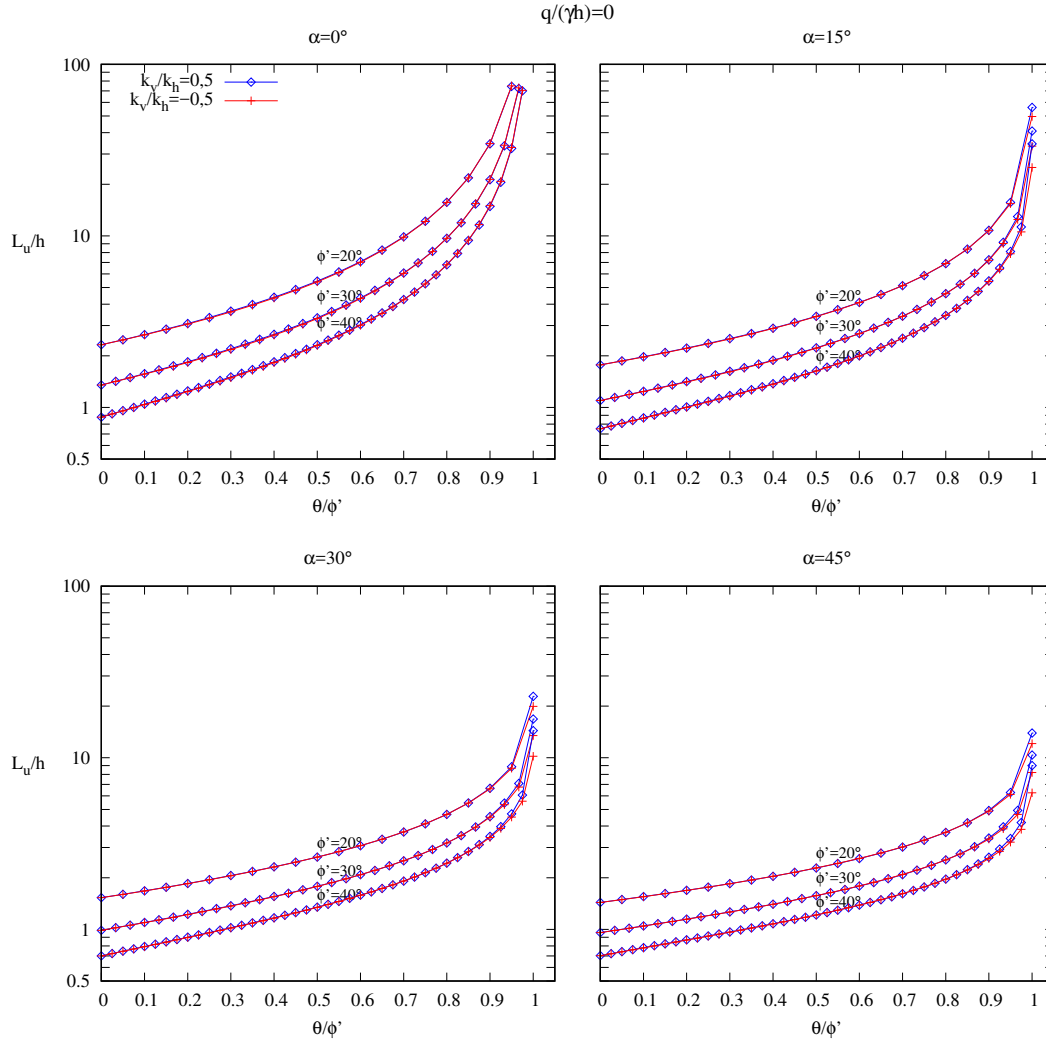


Figura 4.12: Comprimentos úteis das ancoragens adimensionalizados em função de $\frac{k_v}{k_h}$

Em 2.6 foi visto que por intermédio da expressão 2.15 é possível calcular o valor de θ , em função dos valores admitidos para k_h e $\frac{k_v}{k_h}$. Deste modo, interessou avaliar que resultados se obteriam para os dois casos abordados de $\frac{k_v}{k_h}$. Nesse seguimento, a Figura 4.13 representa as duas curvas associadas a $\frac{k_v}{k_h} = -0,5$ e $\frac{k_v}{k_h} = 0,5$, mais uma terceira para o caso de $k_v = 0$.

Verifica-se que para qualquer valor de k_h a curva referente a $\frac{k_v}{k_h} = -0,5$ é sempre superior e que, à medida que k_h aumenta, a distância entre as curvas dilata-se consideravelmente. Esta observação pode ser justificada devido ao facto de um valor negativo de k_v significar que este terá um sentido ascendente, querendo assim dizer que, para o mesmo k_h , o valor de θ que se obtém é necessariamente mais alto.

Assim, pode-se depreender que, embora a relação $\frac{k_v}{k_h}$ não tenha influência relevante nos cálculos de $\frac{f_0}{h}$ e de $\frac{L_u}{h}$, a sua consideração na determinação de θ é muito expressiva,

4.5. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO, $\frac{k_v}{k_h}$, NO COMPRIMENTO ÚTIL, L_u .

significando que para a mesma curva, quer de $\frac{f_0}{h}$, quer de $\frac{L_u}{h}$, o ponto de leitura do resultado será diferente, sendo que, no caso de $\frac{k_v}{k_h} = -0,5$ corresponderá sempre a valores mais altos.

Deste modo, pode-se afirmar que nesta metodologia não vale a pena considerar o caso positivo, uma vez que conduz a resultados de θ consideravelmente mais baixos e que se traduzem, necessariamente, em comprimentos de ficha e de ancoragem também mais baixos.

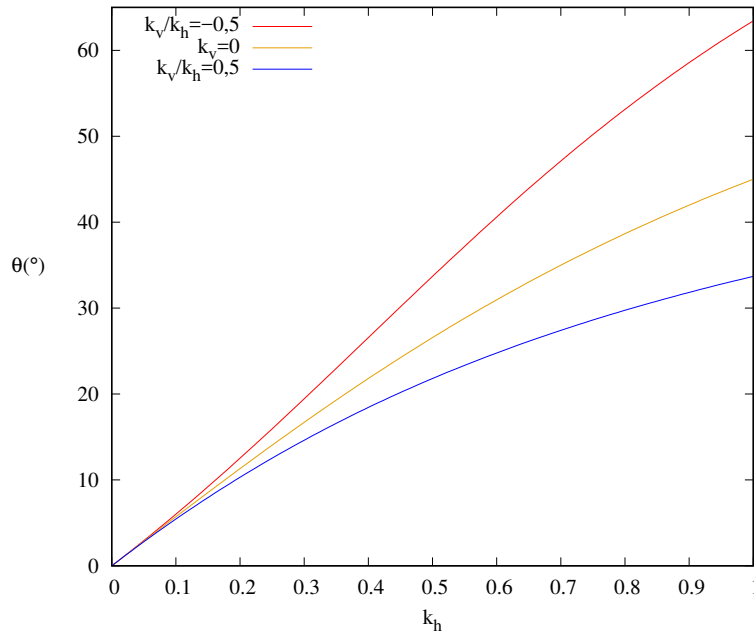


Figura 4.13: Variação de θ em função da relação $\frac{k_v}{k_h}$

ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 Introdução

No capítulo anterior avaliou-se a influência de diversos parâmetros nos dimensionamentos da cortina e da ancoragem. Entre vários aspectos, constatou-se que o ângulo de inércia sísmico tem sempre um efeito muito significativo nos cálculos. Contudo, realça-se que, em todas as análises paramétricas realizadas foi sempre admitido uma vasta gama de valores para θ . Importa, agora, perceber que valores deste parâmetro podem ser esperados em situação de projecto para se poder aprofundar o estudo. Por este motivo, no presente capítulo começa-se por fazer uma análise dos valores de θ que se poderão obter para Portugal, de acordo com os cálculos propostos pelo Eurocódigo 8.

No capítulo 2 foi referida a condição semi-empírica para a localização das selagens das ancoragens e foram ainda enunciadas as recomendações existentes no Eurocódigo 8 para o dimensionamento de ancoragens resistentes a sismos. Deste modo, pretende-se, com este capítulo, também revisitar estas metodologias, perceber como poderão ser aplicadas ao problema em estudo e comparar, na medida do possível, os resultados, por elas obtidos, com os que provêm das metodologias desenvolvidas.

Outro propósito deste capítulo passa por resumir os resultados do estudo em esquemas simples que mostrem a localização da ancoragem necessária para a estabilidade, de modo a que possa ser aplicada em casos práticos.

5.2 Valores de θ que compõem casos práticos em Portugal

Como pôde ser verificado em 2.6, é possível determinar o ângulo θ a partir dos critérios presentes no Eurocódigo 8. Foi visto que estes se baseiam na localidade, na classe de importância da estrutura e no tipo de terreno para os quais se pretende dimensionar

a estrutura. De forma resumida, pode-se dizer que o Eurocódigo 8 designa, para cada uma das suas acções sísmicas propostas (tipo I e tipo II), em função da localidade, uma zona sísmica específica que, de acordo com o tipo de terreno e a classe de importância da estrutura, possibilitam o cálculo de α e S , que, por meio das expressões 2.9 e 2.16, permitem determinar θ .

Pode-se, assim, dizer que este ângulo traduz a acção sísmica que o Eurocódigo 8 propõe para uma estrutura, tendo em conta a sua localização, o tipo de terreno e a sua classe de importância. Será, portanto, possível avaliar vários casos práticos em Portugal através, unicamente, do ângulo de inércia sísmico correspondente.

Deste modo, calcularam-se os ângulos θ para todas as zonas sísmicas de Portugal, considerando os dois tipos de acções sísmicas previstos — tipo I e tipo II — escolheram-se os tipos de terreno, B, C e D por configurarem entre eles os solos que melhor se ajustam à análise procedida — de um solo respondendo em condições drenadas — e que tipicamente se relacionam com os valores do parâmetro ϕ' escolhidos para a análise e consideraram-se, ainda, as classes de importância, II, III e IV por englobarem todos os cenários passíveis de serem verificados num contexto real de dimensionamento de uma cortina mono-ancorada.

Os Quadros 5.1 e 5.2 reúnem todos os processos de cálculo procedidos e os resultados de θ , tanto para o caso de $\frac{k_v}{k_h}=0,5$, como para o caso de $\frac{k_v}{k_h}=-0,5$. Apesar de se ter verificado em 4.5 que apenas o caso negativo deveria ser adoptado para o cálculo, escolheu-se, no entanto, também o positivo por uma questão de interesse e de coerência já que o Eurocódigo 8 sugere que devam ser considerados ambos os casos.

Observando os dois Quadros pode ser verificado, como era esperado, que os valores obtidos para o caso de $\frac{k_v}{k_h}=-0,5$ são sempre superiores e que estes podem ir de $2,8^\circ$ a $33,5^\circ$, para a acção sísmica do tipo I e de $6,6^\circ$ a $27,7^\circ$, para a acção sísmica do tipo II.

Contudo, deve-se referir que, em situação de projecto, a escolha do ângulo θ recai sobre o valor mais alto obtido por cada um dos dois tipos de acção sísmica. Por esta razão, escolheram-se algumas localidades com zonas sísmicas diferentes e, considerando o tipo de terreno, C e a classe de importância, II, elaborou-se um novo Quadro (5.3) onde se podem ler os ângulos θ que, em situação de projecto, seriam escolhidos para o cálculo.

Importa salientar que, o único objectivo deste Quadro é apenas indicar alguns valores de θ que poderão constituir casos práticos de dimensionamento em Portugal. De forma equivalente, poderia ter sido construído para outro tipo de terreno ou classe de importância, porém, como os Quadros 5.1 e 5.2 englobam esses resultados, apenas se considerou necessário analisar um caso. Deste modo, a escolha do tipo de terreno e da classe de importância, na construção deste Quadro, não mereceu especial atenção.

Da análise do Quadro 5.3 pode ser depreendido, em primeiro lugar como seria esperado, que para localidades mais a Norte se obtêm valores de θ mais baixos, estando portanto, de acordo com o risco sísmico previsto para Portugal. Também pode ser notado que, para a mesma localidade, por vezes as duas acções sísmicas propõem resultados muito diferentes, reforçando, assim a ideia de que será sempre necessário considerar as duas nos cálculos.

5.2. VALORES DE θ QUE COMPÕEM CASOS PRÁTICOS EM PORTUGAL

Quadro 5.1: Valores de θ obtidos pelas especificações do Eurocódigo 8 para a Acção sísmica do tipo I

Acção Sísmica	Zona Sísmica	Aceleração a_{gR} (m/s ²)	Classe de importância	γ_I	a_g (m/s ²)	α	Tipo de Terreno	S_{max}	S	k_h	$\theta_{(k_h=0,5)}$ (°)	$\theta_{(k_h=-0,5)}$ (°)
Tipo I	1,1	2,5	II	1,00	2,500	0,255	B	1,35	1,18	0,30	14,6	19,4
							C	1,6	1,30	0,33	15,9	21,7
							D	2	1,50	0,38	17,8	25,3
			III	1,45	3,625	0,370	B	1,35	1,04	0,39	17,9	25,5
							C	1,6	1,08	0,40	18,3	26,4
							D	2	1,13	0,42	19,0	27,7
			IV	1,95	4,875	0,497	B	1,35	1,00	0,50	21,7	33,5
							C	1,6	1,00	0,50	21,7	33,5
							D	2	1,00	0,50	21,7	33,5
	1,2	2	II	1,00	2,000	0,204	B	1,35	1,23	0,25	12,6	16,1
							C	1,6	1,40	0,29	14,0	18,4
							D	2	1,67	0,34	16,2	22,3
			III	1,45	2,900	0,296	B	1,35	1,13	0,33	16,0	21,8
							C	1,6	1,22	0,36	17,0	23,8
							D	2	1,37	0,40	18,6	26,9
			IV	1,95	3,900	0,398	B	1,35	1,01	0,40	18,5	26,7
							C	1,6	1,02	0,41	18,6	27,0
							D	2	1,03	0,41	18,8	27,3
	1,3	1,5	II	1,00	1,500	0,153	B	1,35	1,29	0,20	10,2	12,4
							C	1,6	1,50	0,23	11,6	14,5
							D	2	1,83	0,28	13,8	18,1
			III	1,45	2,175	0,222	B	1,35	1,21	0,27	13,3	17,3
							C	1,6	1,37	0,30	14,7	19,6
							D	2	1,61	0,36	16,8	23,5
			IV	1,95	2,925	0,298	B	1,35	1,13	0,34	16,0	22,0
							C	1,6	1,22	0,36	17,1	23,9
							D	2	1,36	0,41	18,6	26,9
	1,4	1	II	1,00	1,000	0,102	B	1,35	1,35	0,14	7,3	8,4
							C	1,6	1,60	0,16	8,6	10,1
							D	2	2,00	0,20	10,5	12,8
			III	1,45	1,450	0,148	B	1,35	1,30	0,19	9,9	12,0
							C	1,6	1,51	0,22	11,4	14,1
							D	2	1,85	0,27	13,5	17,6
			IV	1,95	1,950	0,199	B	1,35	1,24	0,25	12,4	15,7
							C	1,6	1,41	0,28	13,8	18,1
							D	2	1,68	0,33	16,0	21,9
	1,5	0,6	II	1,00	0,600	0,061	B	1,35	1,35	0,08	4,5	4,9
							C	1,6	1,60	0,10	5,3	5,9
							D	2	2,00	0,12	6,6	7,4
			III	1,45	0,870	0,089	B	1,35	1,35	0,12	6,4	7,3
							C	1,6	1,60	0,14	7,5	8,7
							D	2	2,00	0,18	9,3	11,0
			IV	1,95	1,170	0,119	B	1,35	1,33	0,16	8,4	9,8
							C	1,6	1,57	0,19	9,7	11,6
							D	2	1,94	0,23	11,7	14,7
	1,6	0,35	II	1,00	0,350	0,036	B	1,35	1,35	0,05	2,7	2,8
							C	1,6	1,60	0,06	3,2	3,4
							D	2	2,00	0,07	3,9	4,2
			III	1,45	0,508	0,052	B	1,35	1,35	0,07	3,9	4,1
							C	1,6	1,60	0,08	4,5	4,9
							D	2	2,00	0,10	5,6	6,2
			IV	1,95	0,683	0,070	B	1,35	1,35	0,09	5,1	5,6
							C	1,6	1,60	0,11	6,0	6,7
							D	2	2,00	0,14	7,4	8,5

Quadro 5.2: Valores de θ obtidos pelas especificações do Eurocódigo 8 para a Acção sísmica do tipo II

Acção Sísmica	Zona Sísmica	Aceleração a_{gR} (m/s ²)	Classe de importância	γ_I	a_g (m/s ²)	α	Tipo de Terreno	S_{max}	S	k_h	$\theta_{(k_h=0,5)}$ (°)	$\theta_{(k_h=-0,5)}$ (°)
Tipo II Continente	2,3	1,7	II	1,00	1,700	0,173	B	1,35	1,27	0,22	11,2	13,9
							C	1,6	1,46	0,25	12,7	16,2
							D	2	1,77	0,31	14,9	19,9
			III	1,25	2,125	0,217	B	1,35	1,22	0,26	13,1	16,9
							C	1,6	1,38	0,30	14,5	19,3
							D	2	1,63	0,35	16,7	23,1
	2,4	1,1	IV	1,50	2,550	0,260	B	1,35	1,17	0,30	14,8	19,7
							C	1,6	1,29	0,34	16,0	22,0
							D	2	1,48	0,39	17,9	25,5
			II	1,00	1,100	0,112	B	1,35	1,34	0,15	7,9	9,2
							C	1,6	1,58	0,18	9,2	11,0
							D	2	1,97	0,22	11,2	13,9
			III	1,25	1,375	0,140	B	1,35	1,31	0,18	9,5	11,4
							C	1,6	1,53	0,21	10,9	13,5
							D	2	1,88	0,26	13,1	16,8
Tipo II Açores	2,1	2,5	IV	1,50	1,200	0,122	B	1,35	1,33	0,16	8,5	10,0
							C	1,6	1,56	0,19	9,9	11,9
							D	2	1,93	0,24	11,9	15,0
			III	1,25	1,000	0,102	B	1,35	1,35	0,14	7,3	8,4
							C	1,6	1,60	0,16	8,6	10,1
							D	2	2,00	0,20	10,5	12,8
			II	1,00	0,800	0,082	B	1,35	1,35	0,11	6,0	6,6
							C	1,6	1,60	0,13	7,0	7,9
							D	2	2,00	0,16	8,6	10,1
	2,2	2	IV	1,35	3,375	0,344	B	1,35	1,07	0,37	17,3	24,4
							C	1,6	1,13	0,39	18,0	25,6
							D	2	1,21	0,42	19,0	27,7
			III	1,15	2,300	0,235	B	1,35	1,23	0,28	13,8	18,1
							C	1,6	1,34	0,31	15,2	20,4
							D	2	1,57	0,37	17,2	24,2
			II	1,00	2,000	0,204	B	1,35	1,23	0,25	12,6	16,1
							C	1,6	1,40	0,29	14,0	18,4
							D	2	1,67	0,34	16,2	22,3
	2,4	1,1	IV	1,35	1,485	0,151	B	1,35	1,15	0,32	15,3	20,6
							C	1,6	1,26	0,35	16,5	22,8
							D	2	1,43	0,39	18,2	26,2
			III	1,15	1,265	0,129	B	1,35	1,32	0,17	8,9	10,5
							C	1,6	1,55	0,20	10,3	12,5
							D	2	1,91	0,25	12,4	15,7
			II	1,00	1,100	0,112	B	1,35	1,34	0,15	7,9	9,2
							C	1,6	1,58	0,18	9,2	11,0
							D	2	1,97	0,22	11,2	13,9

5.3. COMPARAÇÃO COM AS VERIFICAÇÕES DA ESTABILIDADE E RESISTÊNCIA PARA ANCORAGENS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8

Quadro 5.3: Valores de θ obtidos para diferentes localidades portuguesas segundo o Eurocódigo 8, considerando o tipo de terreno C e a classe de importância II

Localidade	Acção Sísmica		$\theta_{\left(\frac{k_v}{k_h}=0,5\right)}$ (°)			$\theta_{\left(\frac{k_v}{k_h}=-0,5\right)}$ (°)		
	tipo I							
	Zona Sísmica	Zona Sísmica	Acção Sísmica tipo I	Acção Sísmica tipo II	Escolhido	Acção Sísmica tipo I	Acção Sísmica tipo II	Escolhido
Évora	1,4	2,4	8,6	9,2	9,2	10,1	11,0	11,0
Ilha da Graciosa	–	2,2	–	14,0	14,0	–	18,4	18,4
Ilha de São Miguel	–	2,1	–	15,9	15,9	–	21,7	21,7
Lisboa	1,3	2,3	11,6	12,7	12,7	14,5	16,2	16,2
Odemira	1,2	2,4	14,0	9,2	14,0	18,4	11,0	18,4
Portimão	1,1	2,3	15,9	12,7	15,9	21,7	16,2	21,7
Porto	1,6	2,5	3,2	7,0	7,0	3,4	7,9	7,9
Santarém	1,5	2,3	5,3	12,7	12,7	5,9	16,2	16,2

5.3 Comparação com as verificações da estabilidade e resistência para ancoragens segundo o Eurocódigo 8

Como pôde ser verificado no capítulo 2, existem especificações no Eurocódigo 8 que se prendem com a determinação do comprimento da ancoragem resistente a sismos. Interessará, portanto, comparar os resultados que se poderão obter através delas, com os que são devolvidos pelas metodologias empregues.

Sobre as especificações do Eurocódigo 8 foi referido que são desconhecidas as suas origens e que não é explícito o contexto em que devem ser aplicadas. Assim, para a realização da comparação pretendida foram feitas algumas considerações que se acharam apropriadas.

5.3.1 Considerações sobre a aplicabilidade das especificações

Em 2.6 afirmou-se que o facto do EC8-5 apenas referir L_s como a distância da zona de selagem ao muro em condições estáticas, para o seu cálculo seriam aplicadas as metodologias desenvolvidas considerando $\theta = 0^\circ$. Contudo, esse cálculo não poderá ser realizado exactamente da mesma forma procedida anteriormente.

Como é sabido, as metodologias desenvolvidas pressupõem dois cálculos diferentes que se sucedem um ao outro. O primeiro detêm-se com a estabilidade da cortina e o segundo trata a estabilidade global. Por essa razão, a determinação do comprimento da ancoragem é precedida do cálculo do comprimento da ficha. Ora, se se admitir simplesmente, “ $\theta = 0^\circ$ ” no programa de cálculo, os resultados obtidos referir-se-ão aos comprimentos da ficha e da ancoragem em condições estáticas.

Este aspecto, à primeira vista, parece adequado, pois considerando a expressão 2.18, poderia ser facilmente obtido o valor de L_s , no entanto, como o seu fim último se destina

ao cálculo de L_e e para tal ser necessária a consideração de uma acção sísmica, seria inconsistente que a ficha da cortina apenas fosse dimensionada para condições estáticas.

Assim, preconizou-se que o cálculo do comprimento da ficha seria comum às duas metodologias, isto é, ambos os dimensionamentos da ancoragem seriam feitos relativamente à mesma cortina. Deste modo, separou-se o problema em duas partes — uma primeira que calcula apenas, $\frac{f_0}{h}$, pelas metodologias desenvolvidas, para um dado θ e uma segunda que, para $\theta = 0^\circ$, determina $\frac{L_s}{h}$ e, posteriormente, $\frac{L_u}{h}$ e $\frac{L_e}{h}$ pelas metodologias desenvolvidas e pelas especificações do EC8-5 respectivamente considerando, para tal, os valores de θ que se pretendem avaliar.

De modo a facilitar a compreensão destes novos cálculos, neste sub-capítulo, o ângulo θ será referenciado como θ_1 e θ_2 , conforme se esteja a falar da primeira e segunda partes do problema, respectivamente.

5.3.2 Análise e comparação dos resultados

Para se proceder à comparação dos resultados obtidos pelas duas metodologias foi elaborada uma nova análise paramétrica. Tendo em consideração os resultados das análises do capítulo anterior, escolheram-se os parâmetros que se revelaram mais interessantes avaliar. Deste modo, não foi considerada nem a sobrecarga no tardo da cortina, nem a relação $\frac{k_v}{k_h}$, optando-se apenas por analisar os efeitos devidos ao ângulo de inércia sísmico e à inclinação da ancoragem.

Sobre a escolha de θ , houve um novo aspecto que se teve de atender. Do capítulo anterior concluiu-se, conforme esperado, que quanto maior é o valor da acção sísmica, maior será a altura enterrada necessária. A este respeito, Josefino et al. (2017) tinham já concluído que, para fichas muito compridas, em condições estáticas, não é possível o cálculo de $\frac{L_u}{h}$ pelo método de Broms. No presente caso, este aspecto voltou a ser verificado, pois constatou-se que, para valores de θ_1 elevados, é mais difícil equilibrar a equação 3.43 para $\theta_2 = 0^\circ$ e, assim, obter uma solução para $\frac{L_u}{h}$, o que significa que, do ponto de vista do método de Broms, a instabilidade global não pode ocorrer. Por esta razão, só foi possível proceder aos cálculos usando valores de θ_1 até 10° .

Deste jeito, enunciam-se de seguida todos os parâmetros usados para o cálculo do comprimento da ficha adimensionalizado:

- $\frac{q}{\gamma h} = 0$
- $\frac{k_v}{k_h} = 0$
- $\frac{a}{h} = 0,2$
- $\phi' = 20^\circ; 30^\circ; 40^\circ;$
- $\theta_1 = 5^\circ; 10^\circ$

Em relação à segunda parte do problema, entrou em linha de conta um outro aspecto importante. Em 2.6, admitiu-se que L_s e L_e correspondem aos comprimentos livres das ancoragens em condições estáticas e dinâmicas, respectivamente e que, como se pretendia avaliar os comprimentos das ancoragens por meio de L_u , seria necessário que os resultados das duas metodologias se referissem à mesma grandeza. Para esse efeito estabeleceram-se as expressões 2.18 e 2.19. Estas, no entanto, só devem ser usadas na segunda parte do problema pois, só se relacionam com o comprimento da ancoragem. Assim, a expressão 2.18 poderá ser reescrita da seguinte forma:

$$L_s = L_{u(\theta_2=0^\circ)} - \frac{L_{sel}}{2} \quad (5.1)$$

Atendendo às considerações feitas sobre a forma como k_h poderá ser calculado obedecendo às condições estipuladas pelo EC8-5, pode-se também reescrever a expressão 2.10 da forma seguinte:

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{tg \theta_2}{1 \pm 0,5 \cdot tg \theta_2} \right) \quad (5.2)$$

Contudo, devido ao facto do programa de cálculo ter todas as expressões definidas de forma adimensionalizada, foi também necessário proceder-se do mesmo modo em relação às expressões apresentadas em 2.6. Assim, L_s passou a ser analisado através de $\frac{L_s}{h}$ e, L_e , através de $\frac{L_e}{h}$, sendo ambos calculados de acordo com as expressões seguintes:

$$\frac{L_s}{h} = \frac{L_u}{h} (\theta_2=0^\circ) - \frac{L_{sel}}{2h} \quad (5.3)$$

$$\frac{L_e}{h} = \frac{L_s}{h} \left(1 + 1,5 \cdot \frac{tg \theta_2}{1 \pm 0,5 \cdot tg \theta_2} \right) \quad (5.4)$$

Será, portanto, também necessário considerar o comprimento da selagem e, como este será avaliado através de $\frac{L_{sel}}{2h}$, os seus valores dependerão também da profundidade de escavação, h . De seguida apresentam-se os casos estudados na segunda parte do problema onde se incluem os valores considerados adequados para este novo parâmetro:

- $\theta_2 = 0^\circ$ a ϕ'
- $\alpha = 0^\circ ; 15^\circ ; 30^\circ ; 45^\circ$
- $\frac{L_{sel}}{2h} = 0,5 ; 0,25 ; 0,125$

Por último, resta ressaltar um outro aspecto não menos importante: devido ao facto do ângulo de inércia sísmico poder ser diferente para ambas as partes do problema, isso significa que, para certas situações, θ_2 é, efectivamente maior do que θ_1 , o que quer dizer que haverá casos em que a cortina é dimensionada para um sismo inferior ao que depois, é usado para o dimensionamento da ancoragem. Desta forma, serão devidamente

distinguidos esses casos por se considerar que, nessas situações, não são asseguradas as mesmas condições de estabilidade por parte da cortina.

Assim, foram realizadas várias análises comparativas que podem ser consultadas nas Figuras 5.1 e 5.2. Salienta-se que, em todas são apresentados os resultados das duas partes do problema, ou seja, dos comprimentos, $\frac{f_0}{h}$ e $\frac{L_u}{h}$.

Da análise das Figuras constata-se, em primeiro lugar, que os resultados obtidos pelo programa de cálculo são, de modo geral, muito superiores aos que se obtêm pelas especificações do Eurocódigo 8. Em segundo lugar, pode ser observado que, essa diferença é substancialmente reduzida com os aumentos, quer de ϕ' , quer de α .

Observando apenas aos resultados provenientes do cálculo especificado pelo EC8-5 infere-se ainda que, os consequentes comprimentos $\frac{L_u}{h}$ são sempre aproximados, ainda que exista uma ligeira superioridade por parte dos que correspondem a $\frac{L_{sel}}{2h} = 0,125$. Este facto pode parecer um pouco inesperado dado o comprimento de selagem menor implicar um maior comprimento de ancoragem. Contudo, tem uma razão de ser.

Como se pôde ver, o comprimento de selagem, $\frac{L_{sel}}{h}$, é subtraído inicialmente no cálculo de $\frac{L_s}{h}$ e só volta a ser somado depois de determinado, $\frac{L_e}{h}$. No entanto, como a expressão 5.4 depende de $\frac{L_s}{h}$, o facto deste ser mais pequeno pressupõe que o consequente valor de $\frac{L_e}{h}$ também o será, significando, deste modo, que o resultado final será sempre mais pequeno para comprimentos de selagem maiores.

5.4 Comparação com a condição semi-empírica para a localização da selagem da ancoragem

Uma outra comparação que se considerou interessante realizar foi com a condição semi-empírica de localização da selagem das ancoragens introduzida em 2.5.

Em Portugal, é muito usual, em detrimento dos métodos clássicos de verificação explícita da estabilidade global, recorrer-se a esta regra para o dimensionamento das ancoragens. Por uma razão semelhante à anterior, procedeu-se a uma nova análise com vista a comparar os comprimentos que se obtêm através desta condição, com os obtidos pelas metodologias usadas. A este respeito, refere-se o trabalho desenvolvido por Josefino et al. (2014) que concluiu que, em situações estáticas, esta regra não assegura a estabilidade. Contudo, é sabido que na presença de uma acção sísmica, o ângulo da cunha activa deixará de ser, $45^\circ + \frac{\phi'}{2}$ e passará a ser determinado pela expressão 2.7. Assim, será importante voltar a comparar os resultados e avaliar se, em situações sísmicas, a condição semi-empírica tem mais razões que justifiquem a sua aplicação.

5.4.1 Análise e comparação dos resultados

Para se proceder ao cálculo do comprimento da ancoragem através da condição semi-empírica foi preciso atender a alguns aspectos importantes.

5.4. COMPARAÇÃO COM A CONDIÇÃO SEMI-EMPÍRICA PARA A LOCALIZAÇÃO DA SELAGEM DA ANCORAGEM

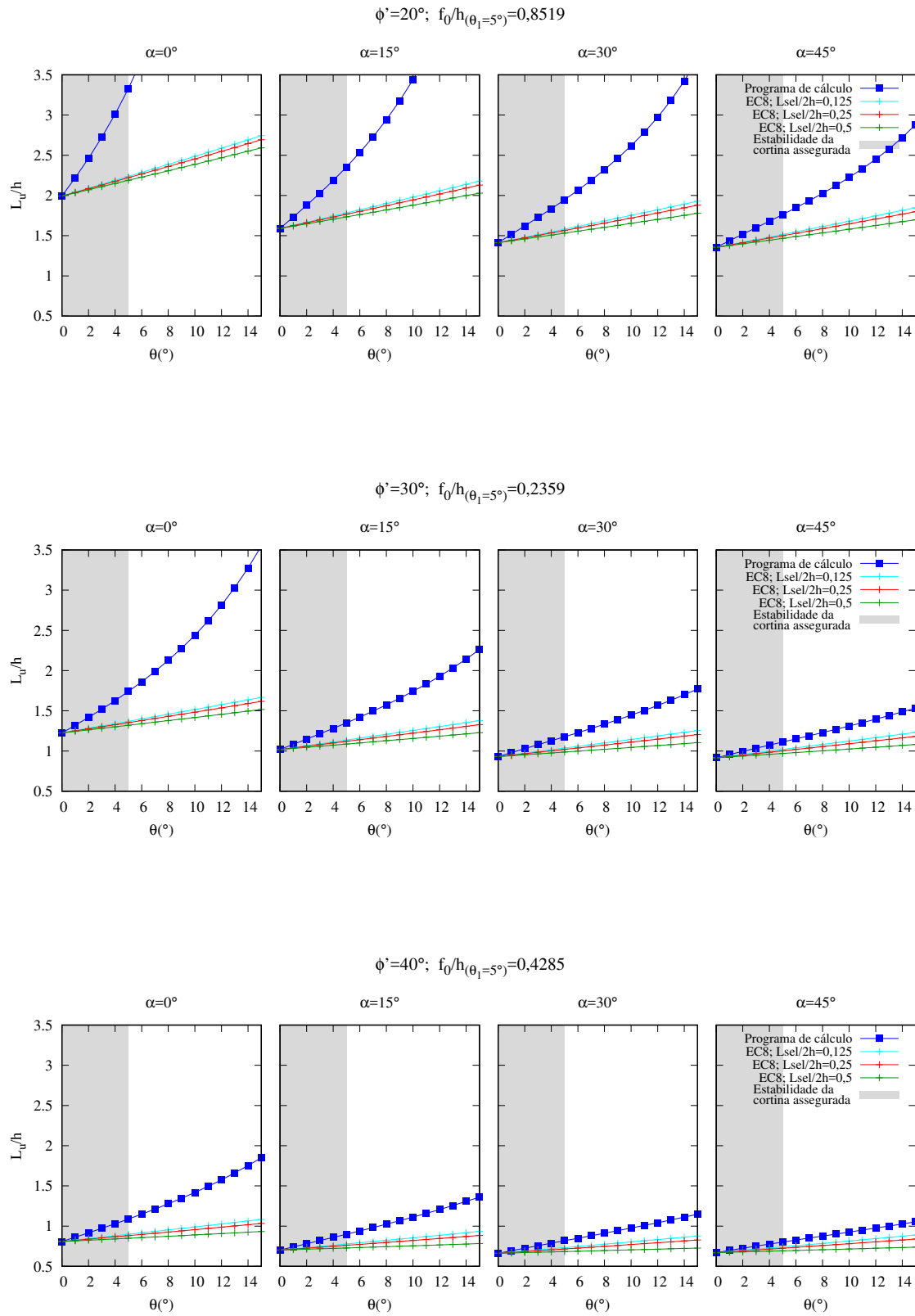
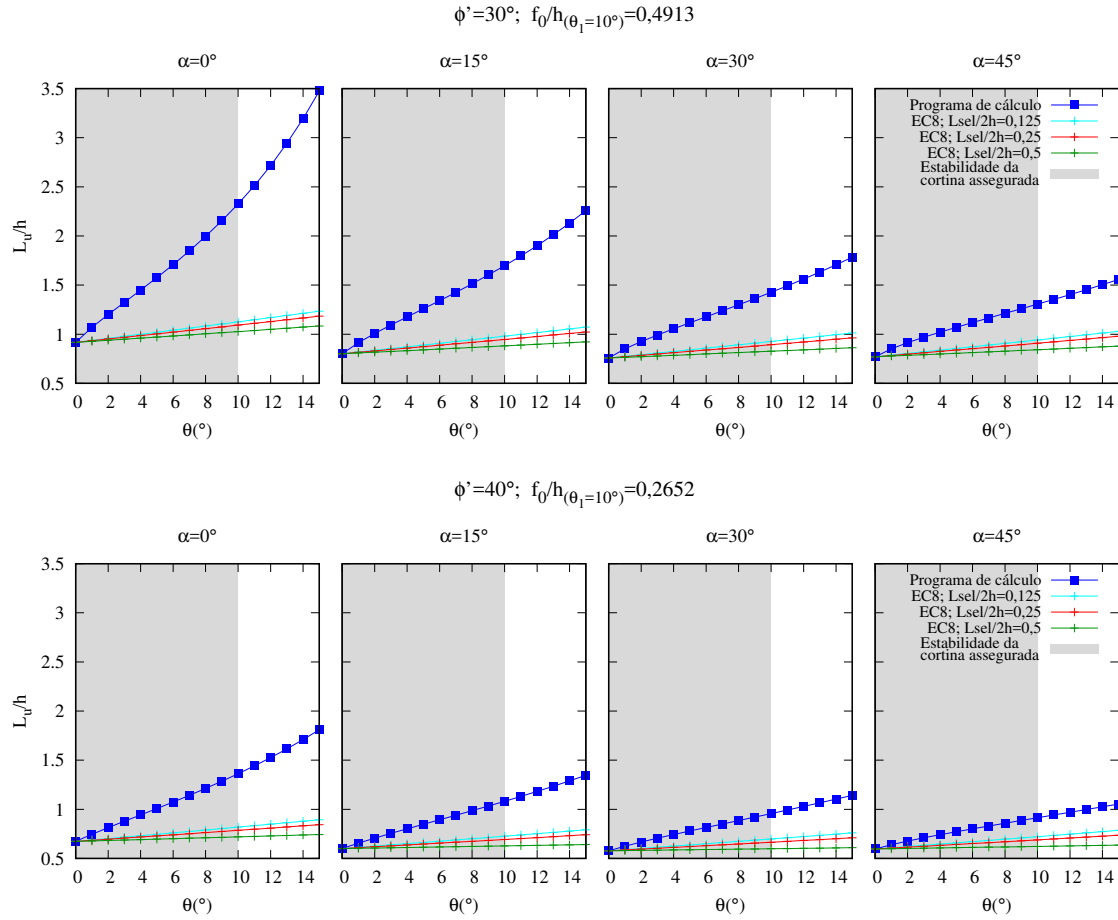


Figura 5.1: Comparação com EC8-5: $\theta_1 = 5^\circ$

Figura 5.2: Comparação com EC8-5: $\theta_1 = 10^\circ$

O primeiro prende-se com o ângulo ξ . Em 2.5 apresentou-se a expressão 2.7 que permitia o seu cálculo, porém essa pode ser simplificada para o problema em estudo pois não é considerada a inclinação da superfície do terreno ($i = 0^\circ$) nem ângulo de atrito solo-estrutura ($\delta = 0^\circ$) e o paramento é vertical ($\beta = 90^\circ$). Deste modo, ξ , poderá ser calculado da seguinte maneira:

$$\xi = \arctg \left(\frac{\cos \phi'}{\sqrt{\frac{\cos \theta \sin \phi'}{\sin(\phi' - \theta)} - \sin \phi'}} \right) \quad (5.5)$$

Outro aspecto importante relaciona-se com a forma como se procede ao cálculo de L_u , segundo esta metodologia. Como foi visto, esta não se relaciona directamente com o comprimento útil, antes sim, relaciona-se com o comprimento livre, L_l , e com a margem, d (ver Figura 2.7). Assim, para se poder comparar resultados, terão de se considerar valores, tanto para L_{sel} , como para d . No entanto, estes devem ser tidos na forma adimensionalizada para se compatibilizarem com os resultados obtidos pela ferramenta de cálculo criada. Esta, ao contrário da análise anterior, é exactamente a mesma usada nas análises paramétricas do capítulo 4. Deste modo, realizou-se uma nova análise paramétrica admitindo os seguintes casos:

5.4. COMPARAÇÃO COM A CONDIÇÃO SEMI-EMPÍRICA PARA A LOCALIZAÇÃO DA SELAGEM DA ANCORAGEM

- $\frac{q}{\gamma h} = 0$
- $\frac{k_v}{k_h} = 0$
- $\frac{a}{h} = 0,2$
- $\alpha = 0^\circ; 15^\circ; 30^\circ; 45^\circ$
- $\phi' = 20^\circ; 30^\circ; 40^\circ$
- $\theta = 0^\circ$ a ϕ'
- $\frac{L_{sel}}{h} = 0,25; 0,50; 1,0$
- $\frac{d}{h} = 0,15; 0,25$

À semelhança das análises realizadas no capítulo 4, para facilitar a compreensão dos resultados, foi adoptada uma escala logarítmica para o eixo de $\frac{L_u}{h}$ e dividiu-se o eixo de θ por ϕ' . Os resultados obtidos podem ser consultados por meio das Figuras 5.3, 5.4 e 5.5.

Fazendo uma análise das Figuras pode-se deduzir, primeiramente, que os resultados devolvidos pelo programa de cálculo são, na expressa maioria das vezes, superiores, registando-se, no entanto, que com os aumentos de α e de ϕ' , essa diferença atenua-se, chegando, inclusive, a inverter-se para os valores mais altos dos dois parâmetros. Esta inversão, contudo, acontece, de modo geral, para valores baixos de θ/ϕ' .

Constata-se também que nas duas metodologias, θ , α e ϕ' têm uma influência muito significativa, ainda que, seja mais pronunciada no caso do programa de cálculo.

Analisando especificamente os resultados provenientes da condição semi-empírica nota-se que, para valores mais altos de $\frac{L_{sel}}{h}$ e de $\frac{d}{h}$, os resultados obtidos são também mais altos, como seria de esperar.

Assim, pode-se afirmar que a condição semi-empírica não apresenta suficientes razões que justifiquem a sua opção no dimensionamento deste tipo de cortinas. Esta apenas devolve resultados maiores para os ângulos de resistência ao corte do solo e de inclinação da ancoragem mais elevados quando os sismos são de menor intensidade.

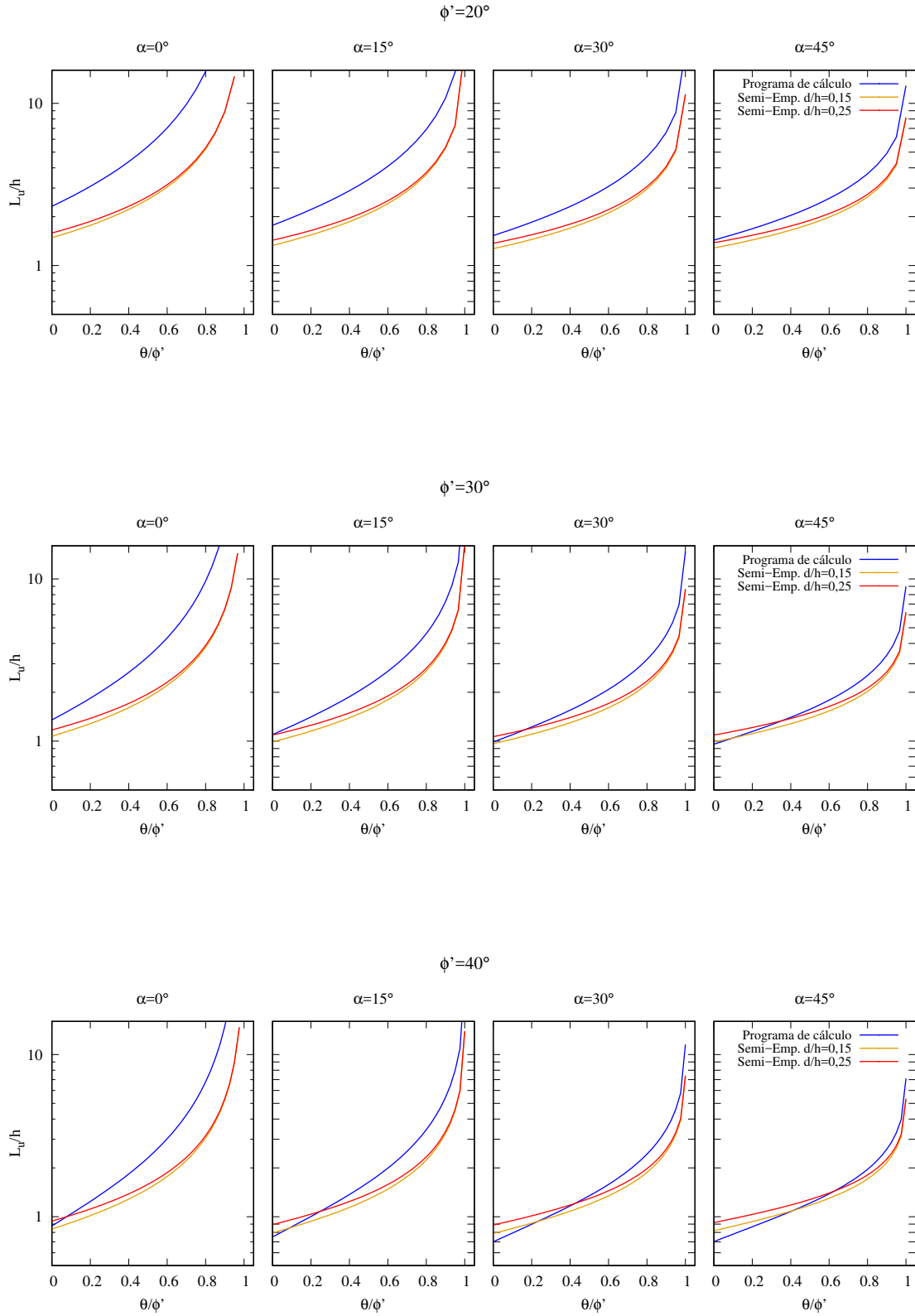


Figura 5.3: Comparação com condição semi-empírica: $\frac{L_{sel}}{h} = 0,25$

5.4. COMPARAÇÃO COM A CONDIÇÃO SEMI-EMPÍRICA PARA A LOCALIZAÇÃO DA SELAGEM DA ANCORAGEM

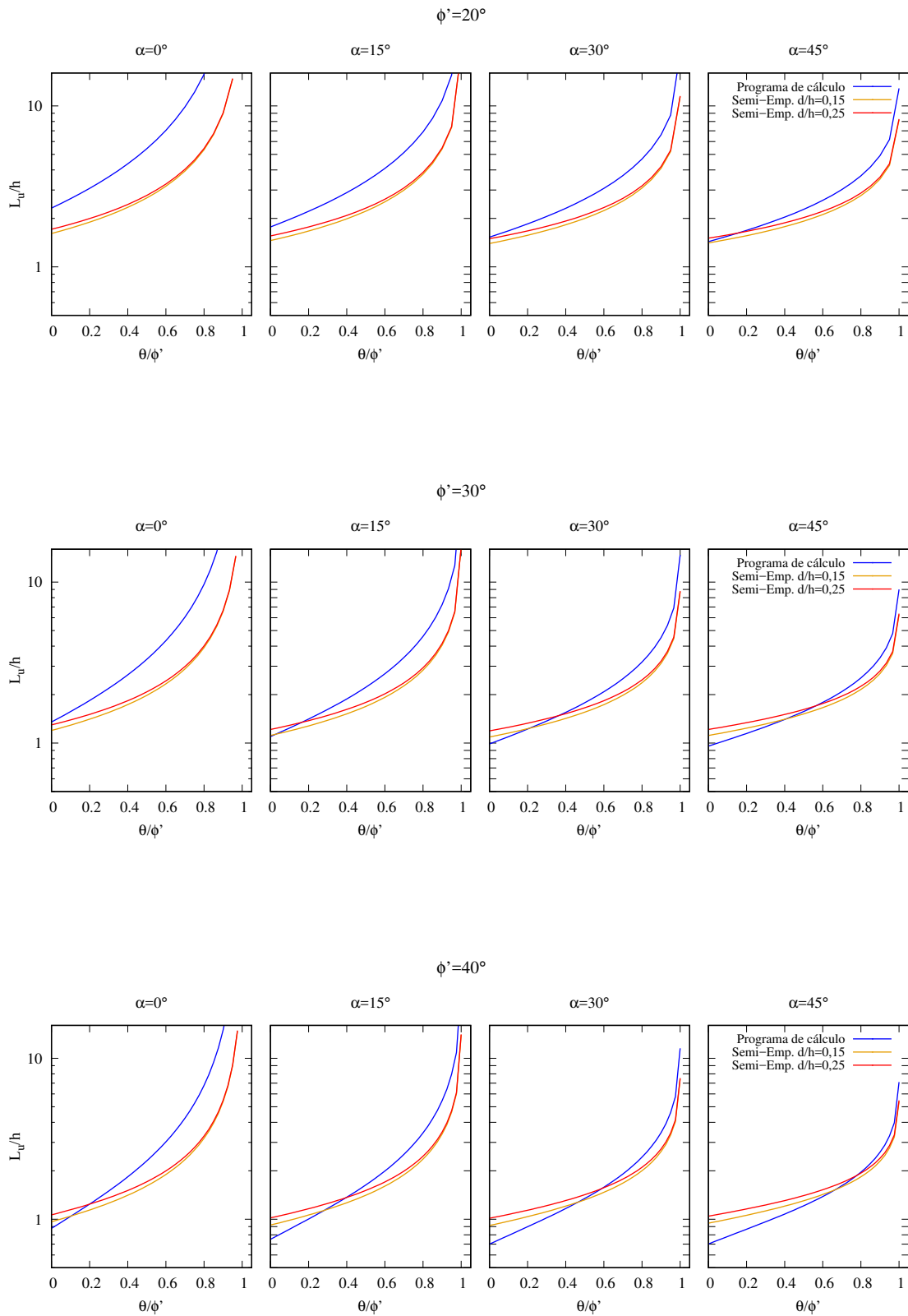


Figura 5.4: Comparação com condição semi-empírica: $\frac{L_{sel}}{h} = 0,50$

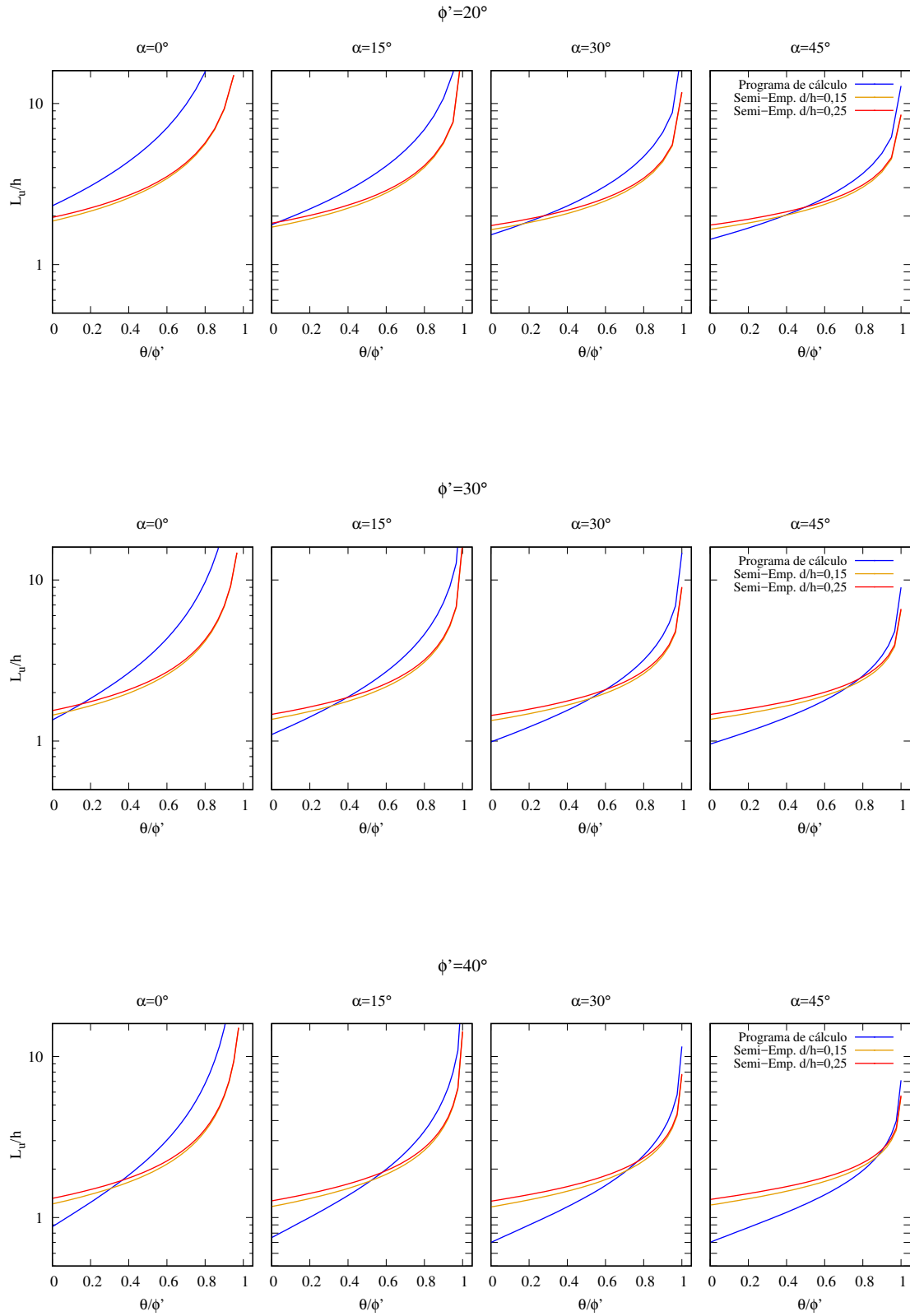


Figura 5.5: Comparação com condição semi-empírica: $\frac{L_{sel}}{h} = 1,0$

5.5 Propostas gráficas para a localização do centro da selagem da ancoragem.

Por meio dos resultados obtidos no capítulo 4, foi possível avaliar os parâmetros envolvidos no problema em estudo. Verificou-se que os que maior influência têm no comprimento da ancoragem são o ângulo de inércia sísmico, θ , o ângulo de resistência ao corte do solo, ϕ' e o ângulo de inclinação da ancoragem com a horizontal, α . No entanto, como forma de tornar a interpretação dos resultados mais inteligível, criou-se um critério gráfico que define a localização do centro de selagem das ancoragens. Para essa definição consideraram-se os seguintes casos:

- $\frac{q}{\gamma h} = 0$
- $\frac{\alpha}{h} = 0, 2$
- $\frac{k_v}{k_h} = 0$
- $\alpha = 0^\circ; 15^\circ; 30^\circ; 45^\circ$
- $\phi' = 20^\circ; 25^\circ; 30^\circ; 35^\circ; 40^\circ$
- $\theta/\phi' = 0; 0,1; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8$

Deve-se fazer notar, de passagem, que os ângulos de ϕ' , 20° e 25° , são valores aparentemente baixos, no entanto, a razão das suas escolhas deteve-se com o facto de, potencialmente, poderem constituir valores de cálculo, ϕ'_d , se os resultados do presente trabalho forem empregues a casos em que os coeficientes de segurança tenham sido aplicados ao ângulo de resistência ao corte do solo.

Deste modo, as Figuras, 5.6 a 5.7, indicam os pontos onde deverão ser os centros das selagens das ancoragens que respeitem o equilíbrio global, bem como as alturas enterradas necessárias para o equilíbrio da cortina, para todos os casos escolhidos. Assim, em cada Figura, são apresentados os valores de $\frac{L_u}{h}$ calculados, através das distâncias entre o ponto da cabeça das ancoragens, O , e as linhas que unem os pontos indicados. Estas linhas, no fundo, estabelecem um critério para a escolha do local onde se devem executar as selagens das ancoragens em função da inclinação e do nível de intensidade sísmica pretendidos.

Por forma a facilitar a interpretação das Figuras, apresenta-se, ainda, um exemplo (Figura 5.8) em que se explicita a leitura de um resultado para o caso em que o ângulo de resistência ao corte do solo é 30° , a ancoragem está inclinada 20° com a horizontal e o ângulo de inércia sísmico equivale a quarenta por cento de ϕ' . Observam-se os dois comprimentos obtidos de $\frac{f_0}{h}$ e de $\frac{L_u}{h}$, com as respectivas indicações e, ainda, o comprimento de selagem escolhido igual a $0,5h$. Devido ao facto do caso representado se referir a um $\phi' = 30^\circ$, são também representadas as linhas traçadas na Figura 5.6 para o mesmo caso, embora em traços e tonalidades diferentes, apenas para auxiliar a leitura.

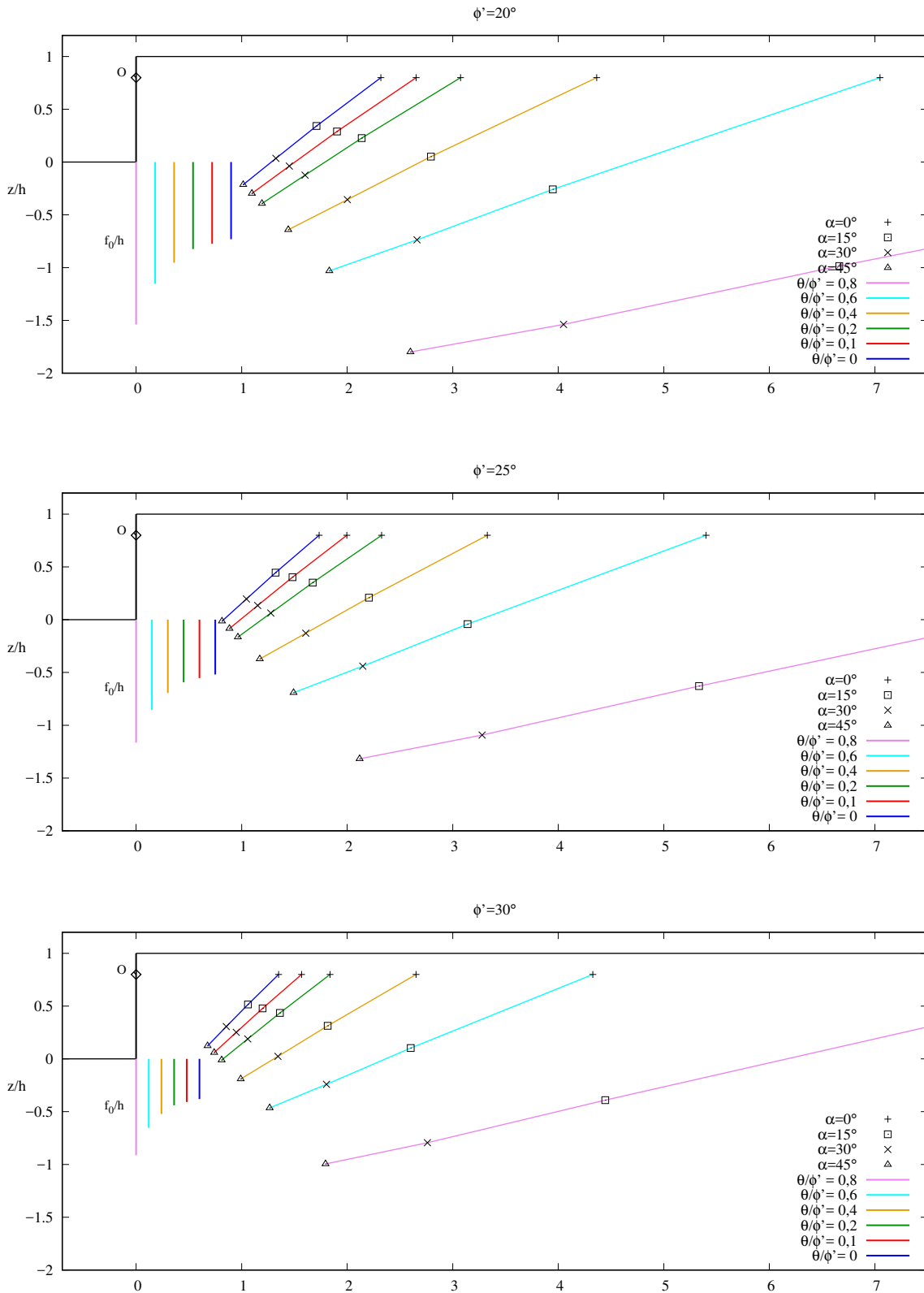


Figura 5.6: Proposta gráfica para a localização do centro das selagens das ancoragens para $\phi' = 20^\circ$; 25° ; 30°

5.5. PROPOSTAS GRÁFICAS PARA A LOCALIZAÇÃO DO CENTRO DA SELAGEM DA ANCORAGEM.

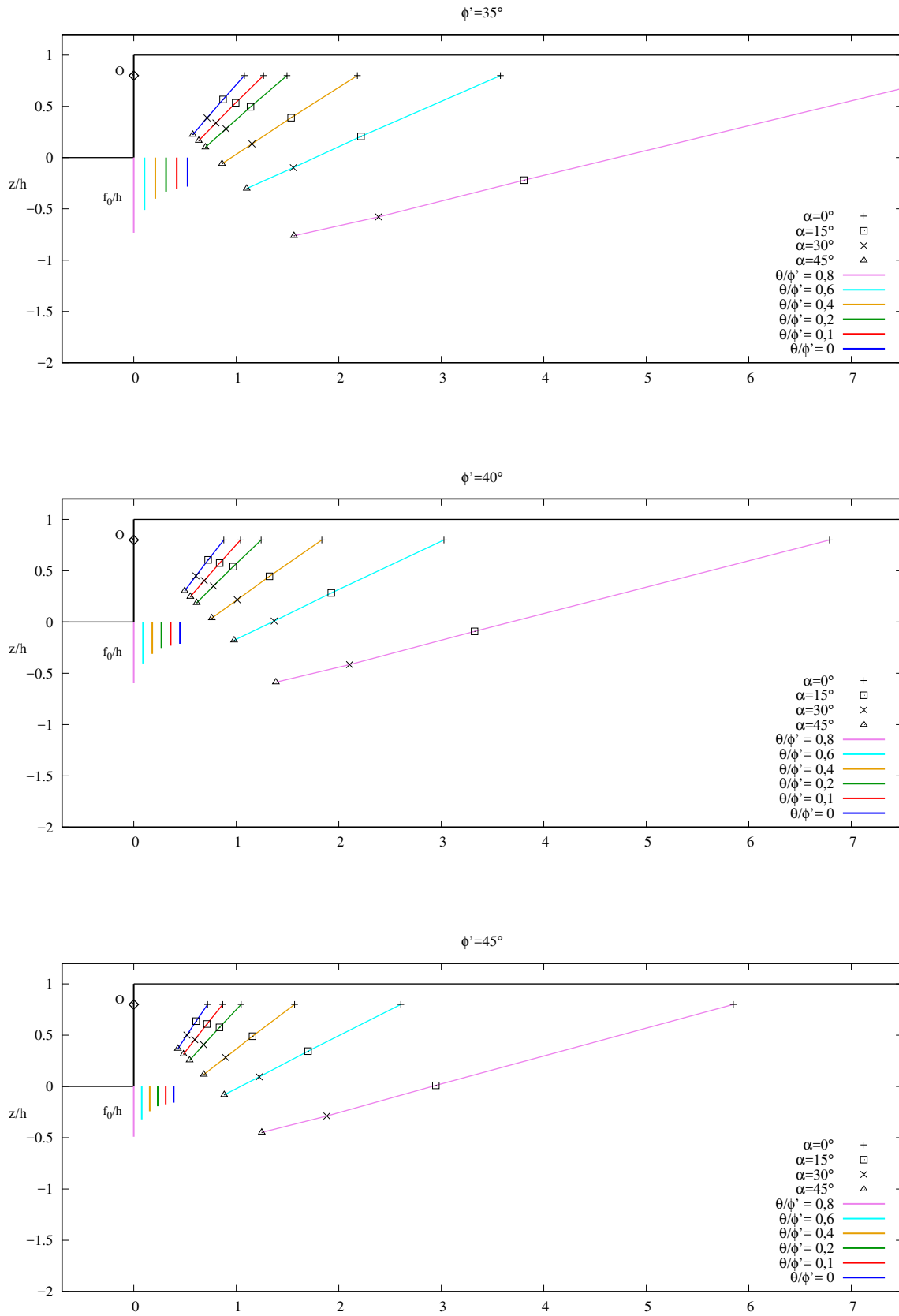


Figura 5.7: Proposta gráfica para a localização do centro das selagens das ancoragens para $\phi' = 35^\circ$; 40° ; 45°

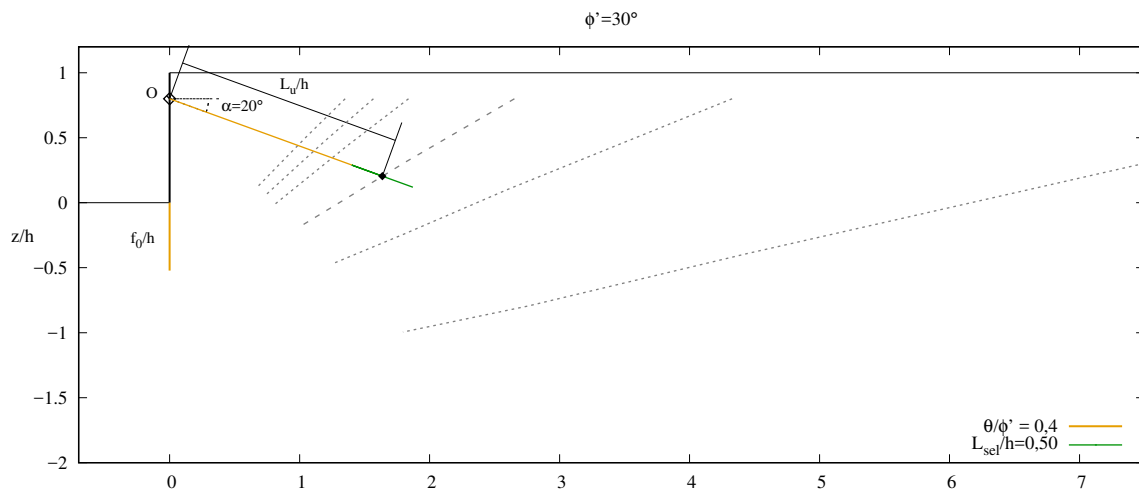


Figura 5.8: Exemplo de leitura para o caso de $\phi' = 30^\circ$, $\alpha = 20^\circ$ e $\theta/\phi' = 0,4$

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 Conclusões

As estruturas de suporte flexíveis têm ganho grande notoriedade nas últimas décadas constituindo hoje soluções construtivas muito disseminadas. Por conseguinte, os respectivos métodos de dimensionamento têm sido continuamente estudados e aperfeiçoados tendo em vista o aumento das condições de estabilidade.

No trabalho que agora se conclui, pretendeu-se contribuir para o desenvolvimento desses métodos. Em particular, procurou-se estudar uma forma de incorporar as acções sísmicas através do método das forças estáticas equivalentes para a consideração da estabilidade global de uma cortina mono-ancorada.

Foi, dessa maneira, possível desenvolver uma metodologia que permite o cálculo da altura enterrada da cortina e do comprimento da ancoragem para diferentes acções sísmicas com base nos métodos do apoio simples e de Broms.

Com recurso à linguagem GNU Octave, programou-se esta metodologia e procedeu-se a uma análise paramétrica. Foram avaliados os efeitos provocados pelos vários factores presentes neste tipo de estruturas e compararam-se, ainda, os resultados obtidos com os que provêm das especificações para o dimensionamento de ancoragens do Eurocódigo 8 e da condição semi-empírica para a localização da selagem da ancoragem.

Entende-se, por fim, que será pertinente fazer algumas considerações, em jeito de conclusão, sobre os resultados obtidos.

Em primeiro lugar, destaca-se a larga influência que o ângulo de inércia sísmico tem no dimensionamento da cortina e da ancoragem. Verificou-se que o aumento do ângulo faz aumentar substancialmente os comprimentos, quer da ficha, quer da ancoragem. Também foi possível notar que os efeitos por ele produzidos no cálculo do comprimento da ancoragem são mais evidentes do que no caso do comprimento da ficha.

Não menos importantes são os ângulos de resistência ao corte do solo e de inclinação da ancoragem. Das análises efectuadas, apurou-se que quanto maiores forem os valores dos dois parâmetros, mais curtos são os comprimentos necessários de ficha e de ancoragem.

A eventual sobrecarga no tardo da cortina pouco efeito tem nos resultados. Das análises paramétricas realizadas, pôde-se constatar que os comprimentos úteis resultantes para uma sobrecarga muito elevada são pouco maiores dos que são obtidos para uma situação em que esta não é considerada.

A respeito da relação, $\frac{K_v}{k_h}$, observou-se que tem uma muito pequena expressão nos resultados finais, contudo, verificou-se que, por intermédio das especificações propostas pelo Eurocódigo 8, os resultados que se obtêm para θ , são significativamente diferentes. Sobre este aspecto foi visto que nos casos em que $\frac{k_v}{k_h} = -0,5$, os consequentes valores de θ são sempre superiores, o que permite concluir que, indirectamente, esta relação tem influência relevante e que só o caso negativo deve ser considerado nesta metodologia, por significar acções sísmicas de maior intensidade que conduzem, necessariamente, a maiores comprimentos de fichas e de ancoragens.

Refere-se ainda que, pela forma como as especificações existentes no Eurocódigo 8 para o dimensionamento de ancoragens resistentes a sismos foram consideradas para o cálculo de $\frac{L_u}{h}$, os resultados obtidos foram, de modo geral, muito inferiores aos que se alcançam pelas metodologias desenvolvidas. Dadas as disparidades verificadas, induz-se a que se prolongue a reflexão do modo como estas especificações poderão ser aplicadas ao caso em estudo.

Da comparação dos valores obtidos pela metodologia de cálculo proposta com os que resultam das metodologias semi-empíricas, conclui-se que estas últimas não devem ser suficientes para determinar o comprimento da ancoragem, pois na maioria das vezes os valores por elas devolvidos são inferiores.

Importa, por fim, destacar os critérios gráficos propostos em 5.5. Estes foram construídos com base nos resultados obtidos pelo programa de cálculo e possibilitam o rápido conhecimento da ordem de grandeza dos comprimentos da ficha e da ancoragem, podendo assim, constituir uma ferramenta útil de apoio em situação de projecto.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Como forma de prossecução do estudo realizado, um aspecto que se afiguraria um bom complemento, seria a consideração da presença de água no solo, em situações geométricas simples. Não só no domínio da geotecnia, mas em todas as valências da engenharia civil, a presença de água é sempre motivo de análises profundas por constituir, grande parte das vezes, um factor deteriorante das condições de estabilidade das estruturas. No caso em estudo seria, portanto, importante estudar os efeitos que uma rede de percolação provocaria na estabilidade global da cortina, numa situação em que o solo esteja submerso. Partindo do princípio que a presença da ancoragem não afecta de forma significativa, a

rede de percolação, as equações estudadas no capítulo 3 teriam de considerar os efeitos da pressão da água aplicados ao bloco de solo proposto no método de Broms.

Outro estudo que se considera importante desenvolver futuramente, é o caso de uma cortina multi-ancorada. É muito comum optar-se por mais do que uma ancoragem como solução estrutural e, nesses casos, os métodos de verificação da estabilidade global são diferentes. Deste modo, seria, também, importante analisar como este tipo de solução se deverá comportar face a eventuais acções sísmicas e avaliar se as conclusões retiradas neste estudo se estendem para mais do que uma ancoragem.

BIBLIOGRAFIA

- American Society of Civil Engineers. (1993). *Retaining and Flood Walls*. Technical Engineering and Design Guides As Adapted From the U.S. Army Corps of Engineers, No. 4.
- Broms, B. B. (1968). Swedish tie-back systems for sheet pile walls. Em *3rd Budapest Conf. Soil Mech. found.* (Vol. 9, pp. 391–403).
- Ebeling, R. M. & Morrison, E. E. (1993). *The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures*. technical report - United States Navy, Naval Civil Engineering Laboratory.
- Guerra, N. M. C. (2019a). *Análise de Estruturas Geotécnicas*. Folhas de apoio à disciplina Análise de Estruturas Geotécnicas, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa.
- Guerra, N. M. C. (2019b). *Estruturas de Suporte*. Folhas de apoio à disciplina Fundações Especiais e Contensões da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa.
- Josefino, C., Guerra, N. & Antão, A. (2014). Reapreciação dos Métodos de Kranz e de Broms aplicados a cortinas mono-apoiadas: Resultados preliminares. Em *14º Congresso Nacional de Geotecnia*. Publicado em CD. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Josefino, C., Guerra, N. & Antão, A. (2017). Influence of the embedded length on the overall stability of single anchored retaining walls. *Soils Rocks*, 40(2), 133–145.
- Kranz, E. (1953). *Über die Verankerung von Spundwänden*. Wilhelm Ernst & Sohn. Obra não consultada directamente.
- Matos Fernandes, M. (2015). *Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica, volume 2*. FEUP Edições.
- Mononobe, N. & Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressures during earthquakes. Em *Proceedings of the world engineering conference* (Vol. 9, pp. 177–185). Obra não consultada directamente.
- NP EN 1998-1:2010. Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios – Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1998-5:2010. Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos – Instituto Português da Qualidade.

BIBLIOGRAFIA

- Okabe, S. (1926). *General theory of earth pressure*. Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, vol.12, nº1.
- Ranke, A. & Ostermeyer, H. (1968). A contribution to the stability calculations of multiple tied-back walls. *Bautechnik*, 45(10):341-349. Em alemão.